

平成 26 年度修士論文

鉄筋コンクリート十字形柱梁接合部の破壊機構 に関する実験および有限要素解析による検証

首都大学東京大学院
都市環境科学研究科 建築学域

13886436 楊 森
指導教授：北山和宏

鉄筋コンクリート十字形柱梁接合部の破壊機構 に関する実験および有限要素解析による検証

目次

第1章 研究概要

1-1 研究目的

1-2 既往研究

1-2-1 柱梁接合部の破壊機構モデルに関する研究

1-2-2 柱梁曲げ強度比あるいは接合部アスペクト比を実験変数とした研究

1-3 塩原らの研究

第2章 実験概要

2-1 試験体概要

2-1-1 試験体形状

2-1-2 設計方針および配筋

2-1-3 試験体作製

2-2 実験方法

2-2-1 加力方法

2-2-2 計測方法

2-3 材料特性

2-3-1 コンクリート

2-3-2 鉄筋

2-3-3 PC 鋼材

2-4 準備計算

第3章 実験結果と考察

3-1 ひび割れ状況

3-2 復元力特性

3-2-1 全体特性

3-2-2 全体特性

3-3 鉄筋のひずみ状況

3-3-1 梁主筋のひずみ

3-3-2 柱主筋のひずみ

3-3-3 接合部横補強筋のひずみ

3-4 梁主筋の付着すべり特性

3-5 破壊性状

3-6 理論値と実験値の比較

第4章 有限要素法による解析

4-1 解析概要

4-2 材料構成則

4-2-1 コンクリート

4-2-2 鉄筋

4-2-3 付着すべり関係

4-3 試験体のモデル化

4-4 解析結果

4-4-1 層せん断力ー層間変形角関係

4-4-2 ひび割れ図

4-4-3 最小主応力分布および最大主ひずみ分布

第5章 結論

第 1 章 研究概要

1-1 研究目的

鉄筋コンクリート柱梁接合部の耐震設計においては、(1)梁部材が曲げ理論による剛性と強度を確実に発揮すること、(2)柱梁接合部に損傷が集中しないこと、が求められる。従来の設計法の多くでは、柱梁接合部の入力せん断力をせん断強度以下とすることで柱梁接合部の損傷を制御する。しかし、それらの設計における柱梁接合部のせん断強度式は実験資料に基づく経験式であり、接合部への損傷をどの程度許容するのかという水準が同一ではない。

また柱梁接合部には設計因子の種類が多い上にそれらの組み合わせは極めて多い。そのため、接合部パネル内のせん断抵抗機構のモデル化については様々な提案がされているが、種々のケースすべてに適応できる精度良いモデルはまだ得られていない。そこで塩原¹⁾は、RC 柱梁接合部パネルの新しい破壊機構モデルとそれに基づく耐震設計手法を提案している。

楠原らの研究によれば²⁾、接合部せん断力が小さい場合でも柱梁曲げ強度比(柱と梁の曲げ終局強度時の層せん断力の比)が 1 に近ければ、柱梁接合部内で梁主筋だけでなく柱主筋も降伏して柱梁接合部に損傷が集中する。梁曲げ降伏型の試験体を設計する際、接合部破壊を回避して柱は十分に曲げ補強することが多いが、超高層 RC などを除くと一般的に柱梁曲げ強度比は 1.0~1.5 程度で設計されており、既往の実験結果のみをもって現行の設計法の安全性が確認されているとは言えない。

また楠原らの実験²⁾における基準試験体は柱と梁の形状、配筋、外力条件を対称としており、塩原らの理論¹⁾によれば軸力の影響は主筋による拘束力と等価に扱ってよいと、柱あるいは梁に軸力を加えなかった。接合部アスペクト比(梁せいの柱せいに対する比)が大きい場合の実験による検証もまだ十分ではない。

そこで本研究では従来の方法に代わる力学モデルの妥当性を検証するため、柱梁接合部の剛性・強度・損傷集中に対する主要な影響因子である 1)柱梁曲げ強度比、2)柱および梁軸力、3)柱梁接合部パネルのアスペクト比、および 4)梁軸力を実験変数とした RC 十字形柱梁部分架構の静的繰り返し水平加力実験を行った。

1) 塩原 等：鉄筋コンクリート柱梁接合部：見逃された破壊機構，日本建築学会構造系論文集，Vol. 73，No. 631，pp. 1641-1648，2008.9

2) 楠原 文雄，田崎 渉，朴 星勇，塩原 等：鉄筋コンクリート柱梁接合部：柱と梁の曲げ強度比が小さい鉄筋コンクリート造十字形柱梁接合部の耐震性能，日本建築学会構造系論文集，Vol. 75，No. 656，pp. 1873-1882，2010.10

1-2 既往の研究

1-2-1 柱梁接合部の破壊機構モデルに関する研究

Park・Paulay らは、接合部隅角部圧縮域を結ぶ対角線上の斜めコンクリート圧縮材を介して応力を伝達するコンクリート圧縮ストラット機構と、縦横両方向の補強筋と部分的な斜めコンクリート圧縮材を介して応力を伝達するトラス機構の組み合わせで、接合部のせん断抵抗機構モデルを提案した。ただし、トラス機構が成立するためには柱および梁主筋の付着性状が健全でなければならない。[1-1]

市之瀬らは、梁主筋の定着が良好であると仮定して接合部まわりの応力分布をモデル化し、3 種類のせん断抵抗機構(トラス機構、準ストラット機構 a および準ストラット機構 b) を考慮することによって、梁降伏型 RC 十字形柱梁接合部の必要せん断補強筋量の計算式を導いた。提案式は軸力がせん断耐力に及ぼす影響と、梁の上端筋量と下端筋量が異なる場合の影響を解析的に考慮しており、柱中段筋量に応じて接合部横補強筋量を計算する形式をとっている。[1-2]

藤井・森田らは、接合部の応力伝達機構を 3 種類のせん断抵抗機構(コンクリート束機構、一様トラス機構および束・扇型トラス機構)に分解してモデル化し、柱主筋付着有効係数 α 、せん断補強筋有効係数 β 、柱鉄筋力増大係数 γ_1 および γ_2 を定義することで、RC ト形柱梁接合部を対象に一般性のある解析手法を考案した。その結果、①通常の軸力の範囲では、接合部パネル内に一様な斜め圧縮応力場のトラス機構は生じない。②柱中段筋の存在でコンクリート斜め圧縮束の幅は拡大する。③せん断補強筋の効果には上限があり、その有効限度量は柱軸力が大きいほど低下する。④梁主筋が接合部内に折り曲げ定着される場合、折り曲げ部までの直線領域における伝達付着力は全引張力の 30%程度にとどまる。したがって、折り曲げ位置を柱自由面側に配置することが重要である。などの知見を示した。[1-3]

Hwang・Lee らは、RC 外部柱梁接合部のせん断強度を予測する手法として、3 種類のせん断抵抗機構(対角線、水平および鉛直方向機構)で成り立つ圧縮束引張材軟化モデルを提案し、コンクリートの抵抗力は対角線、平行および急勾配ストラットの和で表されるとした。提案したモデルは、応力のつり合い、ひずみの適合性および材料の構成則を満足し、過去に行われた実験結果を程よく再現することが分かった。

草苅・城らは、既往の RC 十字形柱梁接合部の実験データを基に、コンクリート強度と軸圧比(軸方向応力度のコンクリート圧縮強度に対する比)による耐力機構と、付着指標と接合部横補強筋と柱中断筋の 3 者の相互作用による耐力機構の和として表現される接合部せん断耐力評価式を提案した。また実せん断耐力余裕度(接合部最大せん断応力度実験値の部材曲げ理論降伏時接合部せん断応力度に対する比)を用いることにより、破壊モード判別が可

能であることを示した。[1-5]

1-2-2 柱梁曲げ強度比あるいは接合部アスペクト比を実験変数とした研究

角・浅草らは、柱の曲げ終局強度を実験変数にとり、梁降伏先行型と柱降伏先行型について RC ト形柱梁接合部の実験挙動の相違を調べた。その結果、試験体 No.1, No.2 は同じ梁降伏先行型であるが破壊性状は異なり、柱梁曲げ強度比が大きい試験体 No.1 は梁曲げ破壊し、柱梁曲げ強度比が小さい試験体 No.2 は接合部破壊した。また同じ接合部破壊を生じた試験体 No.2, No.3 を比較すると、梁主筋よりも先に柱主筋が降伏した試験体 No.3 の方が接合部の変形が低変位振幅から大きく、破壊が著しかった。[1-6]

上村・林らは、接合部アスペクト比のみを実験変数とし RC 十字形柱梁接合部の接合部耐力と破壊性状を考察するために実験を行った。その結果、既往の接合部終局強度式から判断すれば全試験体が梁曲げ降伏後に接合部破壊を生じるはずであったが、接合部アスペクト比の大きい試験体 BCJ-1.6, BCJ-1.6J, BCJ-2.0 では最大耐力時に梁主筋は降伏しておらず、破壊形式は接合部破壊であった。接合部アスペクト比が大きい試験体は柱主筋の抜け出し変形に留意する必要があると、梁変形に占める抜け出し変形の割合は小さかった。[1-7]

接合部アスペクト比が接合部域における梁主筋の平均付着応力度へ与える影響は少なく、接合部アスペクト比が大きくなるに従って、柱からの接合部せん断入力量と柱主筋の平均付着応力度が大きくなった。接合部耐力の算定に RC 構造計算規準の柱せん断終局強度式を用いると、靱性指針式より良い対応が見られた。三次元有限要素法による解析によって、接合部アスペクト比が大きくなると接合部せん断入力量は同じでも、接合部圧縮ストラットの圧縮主応力度や接合部せん断変形は大きくなることを示した。[1-8]

田邊・石川らは、接合部破壊が先行する柱梁接合部について、柱の主筋径および強度の違いによって柱梁曲げ強度比が異なる試験体を 2 体製作し比較検討を行った。その結果、柱梁曲げ強度比の違いが剛性および接合部せん断強度に及ぼす影響は小さかったが、大変形時において主筋強度が小さい試験体 IS01 では柱主筋が降伏したため、等価粘性減衰定数 heq は試験体 IB01 より若干大きくなった。柱主筋量の多い試験体 IB01 では、接合部横補強筋が負担する力の割合が高かった。[1-9]

1-3 塩原らの研究

従来提案されてきた柱梁接合部の力学モデルは 1 自由度モデルであり、図 1.1(a)のように、柱梁接合部パネル内ではせん断ひずみが一様に生じると想定したものが多く、接合部の変形を表す唯一のパラメータはせん断変形角 γ である。柱梁接合部の 1 自由度モデルは単純で扱いやすいが、柱梁接合部の変形を表すパラメータが不足しており、接続する部材端との応力や変位の連続性を満たすことが難しい。

そこで、塩原らは接合部パネルに生じるひび割れとひずみ分布に基づく変形機構と破壊機構を示す 9 自由度モデルと呼ばれる力学モデルを提案し、終局強度や限界補強量の数式表現を示した。これは図 1.1(b)のように、柱および梁端からモーメントが作用する接合部では、柱および梁端と接する接合部の 4 つの辺が並進と回転の自由度を持って変形すると考える。

接合部には主として柱端および梁端の回転により変形が生じ、接合部パネルの中央では直交する対角方向のうち一方方向では部材端同士は遠ざかり、他方では近づく。また、接合部パネルのコーナー付近のうち 2 箇所では部材端同士は遠ざかり、他の 2 箇所では部材端同士は近づく。したがって、部材端同士が遠ざかる方向では引張ひずみによりひび割れが生じ、部材端同士が近づく方向では圧縮ひずみが生じる。その結果、引張ひずみを横切る位置では鉄筋のひずみが増大し、やがて降伏する。また、コンクリートの圧縮力が大きくなれば圧壊が生じる。[1-10][1-11][1-12]

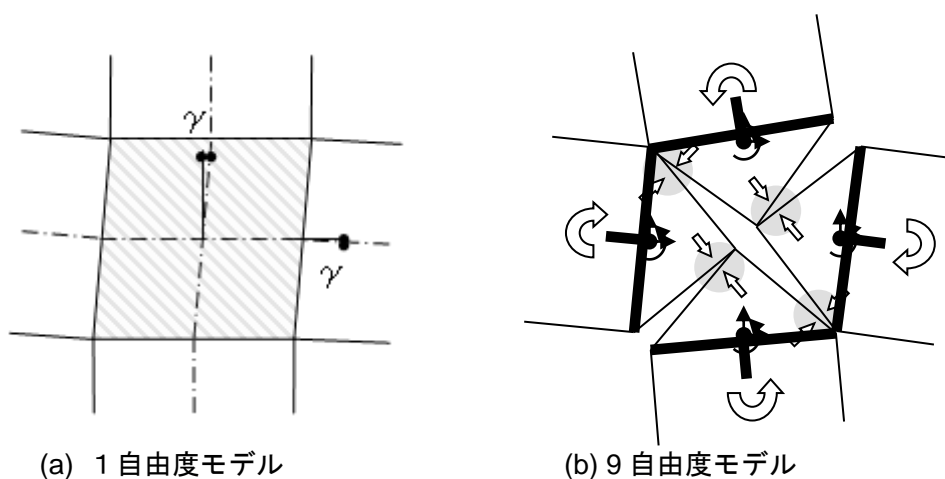


図 1.1 柱梁接合部の力学モデル

参考文献

- [1-1] Paulay, T., R. Park and M. J. N. Priestley : Reinforced Concrete Beam-Column Joints Under Seismic Actions, ACI Journal, Vol. 75, No. 11, pp. 585-593, 1978.11
- [1-2] 市之瀬 敏勝 : 付着良好な梁降伏型 RC 内部接合部の必要せん断補強筋量, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 383 号, pp. 88-96, 1988.1
- [1-3] 藤井 栄, 森田 司郎 : 鉄筋コンクリート外部柱・梁接合部のせん断抵抗機構, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 398 号, pp. 61-71, 1989.4
- [1-4] Hwang, S. and H. Lee : Analytical Model for Predicting Shear Strength of Exterior Reinforced Concrete Beam-Column Joints for Seismic Resistance, ACI Structural Journal, Vol. 96, No. 5, pp. 846-857, 1999. 9-10
- [1-5] 林 静雄, 上村 智彦ほか : 鉄筋コンクリート造内部梁・柱接合部の破壊性状への接合部アスペクト比の影響(その 1~その 4), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅳ, pp. 475-482, 2003.9
- [1-6] 林 静雄, 上村 智彦ほか : 鉄筋コンクリート造内部梁・柱接合部の破壊性状への接合部アスペクト比の影響(その 5、その 6), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅳ, pp. 801-804, 2004.8
- [1-7] 草薙 敏夫, 城 攻 : 既往の実験データに基づく RC 造内部柱梁接合部の耐力評価に関する検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅳ, pp. 407-408, 1997.9
- [1-8] 角 徹三, 浅草 肇, 青木 正美 : RC 柱・はり外部接合部の耐力と靱性に関する研究(その 1 : はりと柱の曲げ耐力比の影響), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅳ, pp. 455-456, 1988.10
- [1-9] 田邊 裕介, 石川 裕次 : 柱・梁の曲げ耐力比が RC 接合部に及ぼす力学的性状, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 32, No. 2, pp. 253-258, 2010
- [1-10] 塩原 等 : 鉄筋コンクリート柱梁接合部 : 見逃された破壊機構, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 73, No. 631, pp. 1641-1648, 2008.9
- [1-11] 塩原 等 : 鉄筋コンクリート柱梁接合部 : 終局強度と部材端力の相互作用, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 74, No. 635, pp. 121-128, 2009.1
- [1-12] 塩原 等 : 鉄筋コンクリート柱梁接合部 : 梁曲げ降伏型接合部の耐震設計, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 74, No. 640, pp. 1145-1154, 2009.6

第 2 章 実験概要

2-1 試験体概要

2-1-1 試験体形状

試験体は 1/2 縮尺平面十字形部分架構 5 体であり、平面架構に水平力加えたときの柱・梁反曲点位置で切り出したものである。試験体 J1~J4 は RC 試験体、試験体 J5 は PRC 試験体である。柱断面を 350mm×350mm、梁せいは 400mm あるいは 600mm とし、梁幅は 250mm で共通とした。試験体の寸法は、柱芯から梁端支持点までを 1600mm、梁芯から上柱加力点および下柱支持点までをそれぞれ 1200mm で、全試験体共通に設定した。

2-1-2 設計方針および配筋

表 2.1 に試験体諸元、図 2.1 に柱・梁断面詳細、図 2.2 に試験体配筋詳細をそれぞれ示す。試験体はすべて接合部破壊させる試験体で、柱梁曲げ強度比(柱と梁の曲げ終局強度時の層せん断力の比)が小さくなるように設計した。全試験体とも接合部せん断余裕度は 1 を大きく超えており、従来の設計法であれば接合部破壊しないと考えられるが、塩原らの理論が正しければ接合部破壊する。詳細は「2-4 準備計算」に示す。

コンクリート設計基準強度は 30N/mm^2 で、柱はせん断補強筋として 2-D10(SD345)を 100mm 間隔で配筋し、梁はせん断補強筋として 2-D10(SD345)を 200mm 間隔で配筋し、全試験体共通とした。試験体 J1 は柱梁曲げ強度比が 1.76 であり 1 よりかなり大きく、試験体 J2~J5 は柱梁曲げ強度比が 1.4~1.5 程度と一定になるように設計した。柱および梁主筋、接合部横補強筋、PC 鋼材、その他パラメータを試験体ごとに以下に示す。

試験体 J1 : 柱主筋として 12-D16(SD345)を使用し、梁主筋として 5+2-D13(SD345)を上下ともに使用した。接合部の横補強筋として 2-D10(SD345)を 2 組配筋した。軸力比 0.09 の柱圧縮軸力を加えた。柱梁曲げ強度比が 1.76 であり 1 よりかなり大きい。

試験体 J2 : 柱主筋として 12-D13(SD345)を使用し、梁主筋として 5+2-D13(SD345)を上下ともに使用した。接合部の横補強筋として 2-D10(SD345)を 2 組配筋した。軸力比 0.09 の柱圧縮軸力を加えた。

試験体 J3 : 柱主筋として 14-D19(SD345)を使用し、梁主筋として 5+2-D13(SD345)を上下ともに使用した。接合部の横補強筋として 2-D10(SD345)を 2 組配筋した。軸力比-0.09 の柱引張軸力を加えた。

試験体 J4：柱主筋として 16-D16(SD345)を使用し、梁主筋として 5+2-D13(SD345)を上下ともに使用した。接合部の横補強筋として 2-D10(SD345)を 4 組配筋した。軸力比 0.09 の柱圧縮軸力を加えた。梁せいが 600mm で他の試験体と異なり、接合部アスペクト比が 1.71 と大きい。

試験体 J5：柱主筋として 12-D13(SD345)を使用し、梁主筋として 4-D13(SD345)を上下ともに使用し、PC 鋼材として 1- ϕ 23(SBPR785/1030)を使用した。接合部の横補強筋として 2-D10(SD345)を 2 組配筋した。軸力比 0.09 の柱圧縮軸力およびアンボンド PC 鋼棒で軸力比 0.07 の梁圧縮軸力を加えた。

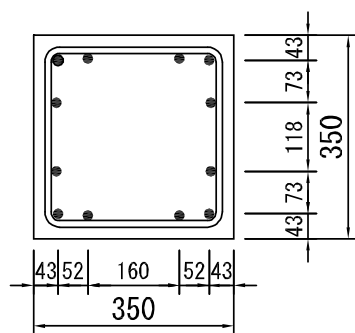
2-1-3 試験体作製

試験体はアシス株式会社(茨城県稲敷市)にて製作した。補強筋は溶接閉鎖型とし折曲げ寸法は鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説に従った。型枠にはコンクリート型枠用合板を用いた。鉄筋とシース管は番線により結束した。PC 鋼材はあらかじめシース管に通しておいた。鉄筋および PC 鋼材に貼付したひずみゲージのリード線は補強筋にはわせ、梁下面および柱下部より取り出した。

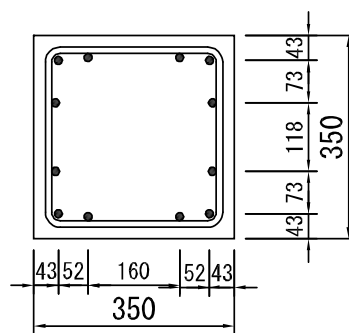
試験体のコンクリート打設は 2010 年 11 月 20 日にアシス株式会社にて行った。打設は梁上面および柱上端から行い、縦打ちとした。試験体の養生は打設後にコンクリート露出部をビニールで覆い、屋内で行った。打設から 10 日後に脱型した。

表 2.1 試験体諸元

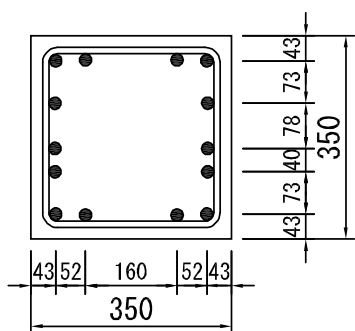
試験体名		J1	J2	J3	J4	J5
コンクリート強度(N/mm ²)		30.0				
梁	スパン(mm)	3200				
	幅×せい(mm)	250×400			250×600	250×400
	引張主筋	5+2-D13(SD345)				4-D13
	中央部PC鋼材					1-φ 21
	引張主筋比(%)	1.01			0.64	0.42
	あばら筋(あばら筋比%)	2-D10@200 (0.29%)				
	軸力比	0				圧縮0.08
柱	階高(mm)	2400				
	幅×せい(mm)	350×350				
	全主筋	12-D16	12-D13	14-D19	16-D16	12-D13
	全主筋比(%)	1.95	1.24	3.27	2.59	1.24
	帯筋(帯筋比%)	2-D10@100 (0.41)				
	軸力(kN、圧縮が正)	413	413	-413	413	413
接合部	横補強筋	□-D10×2			□-D10×4	□-D10×2
	横補強筋比(%)	0.34			0.27	0.34
	アスペクト比	1.14			1.71	1.14



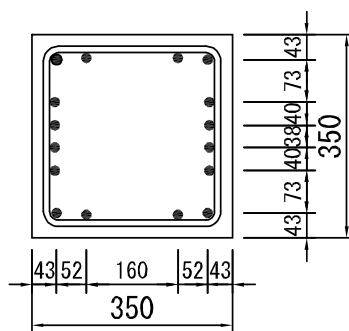
J1



J2, J5

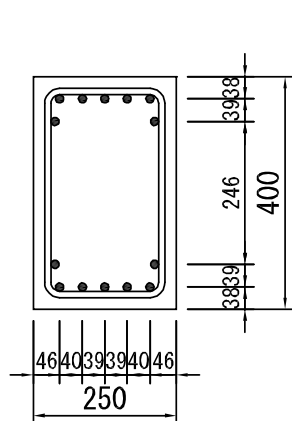


J3

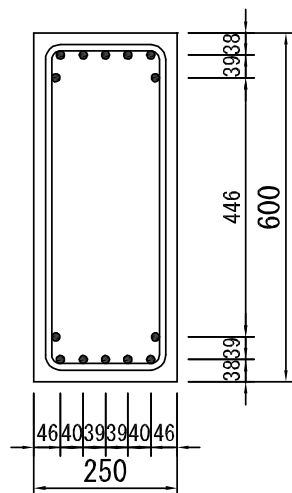


J4

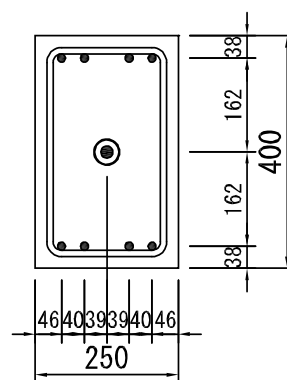
柱断面



J1 ~ J3



J4

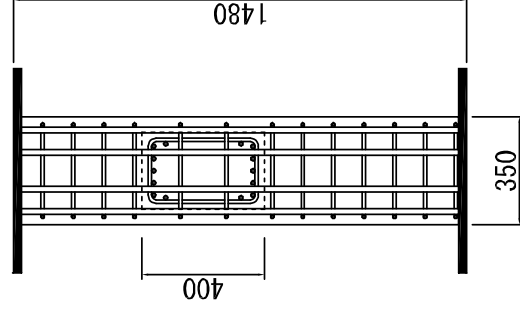
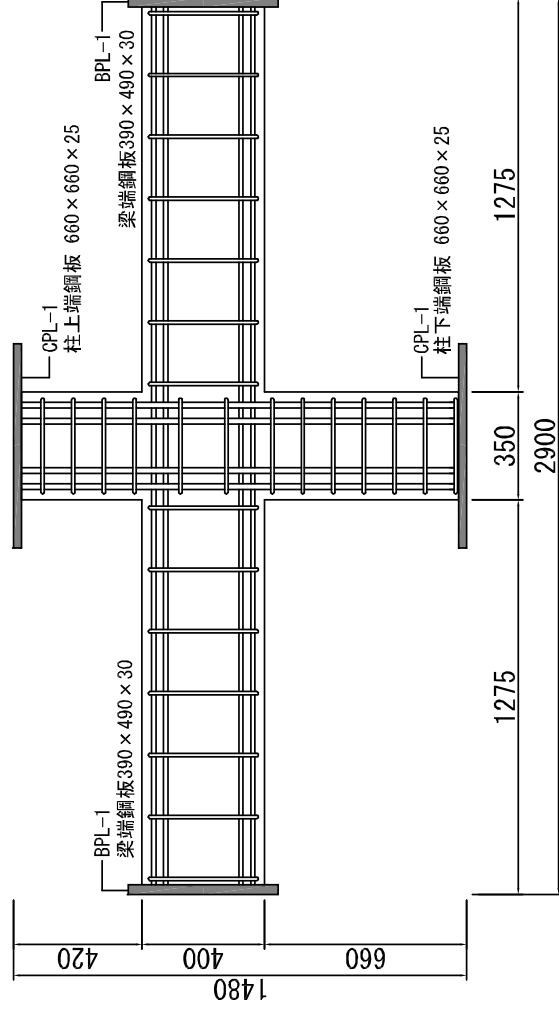


J5

梁断面

図 2.1 柱・梁断面詳細

試験体J1配筋図



柱 柱主筋:12-D16(SD345)
 フープ:2-D10@100(SD345) 11sets
 梁 梁主筋(上端):5+2-D13(SD345)
 梁主筋(下端):5+2-D13(SD345)
 スターラップ:2-D10@200(SD345) 14sets
 接合部 横補強筋:2-D10(SD345) 2sets

試験体J2配筋図

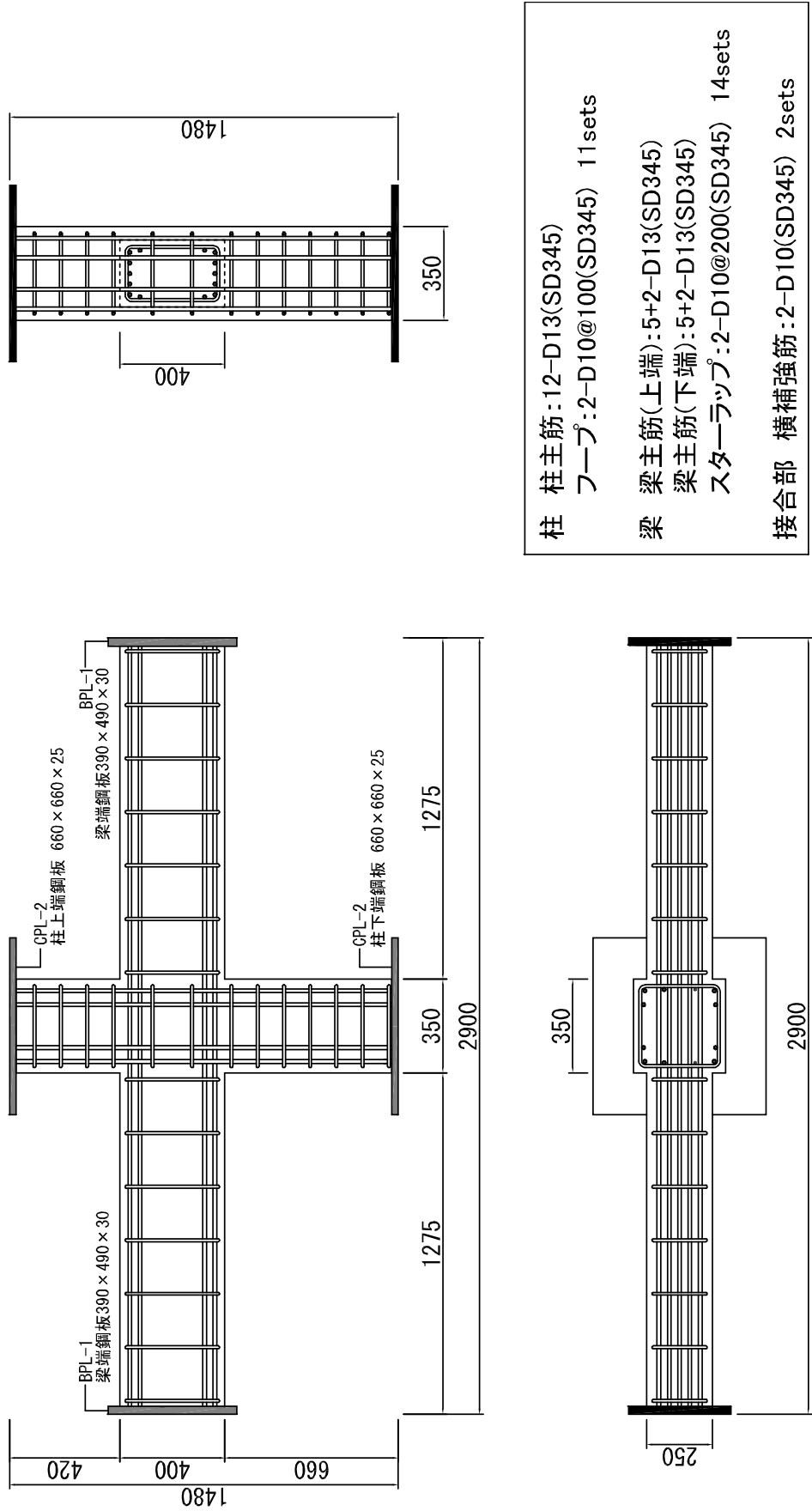


図 2.2(b) 試験体配筋詳

試験体J3配筋図

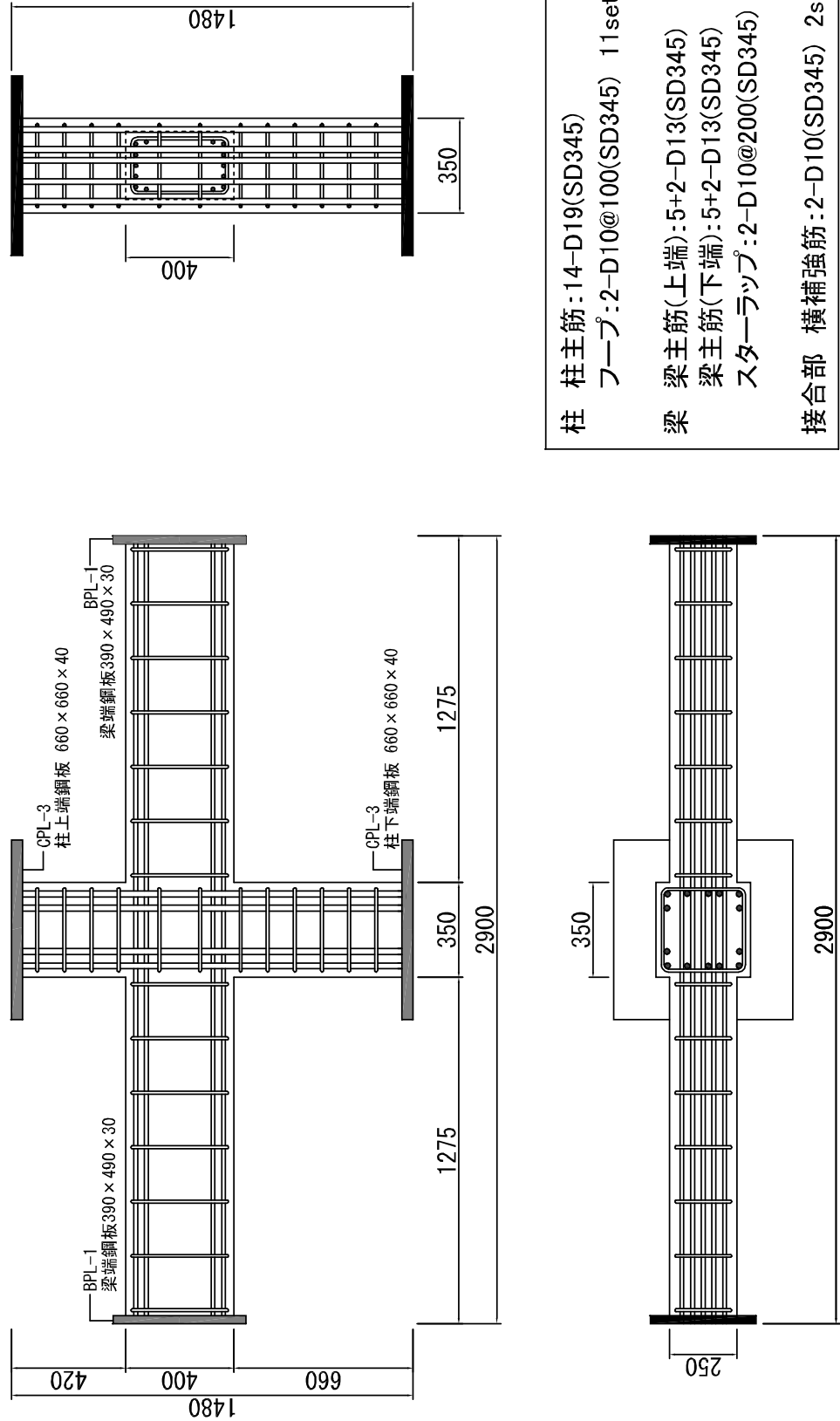
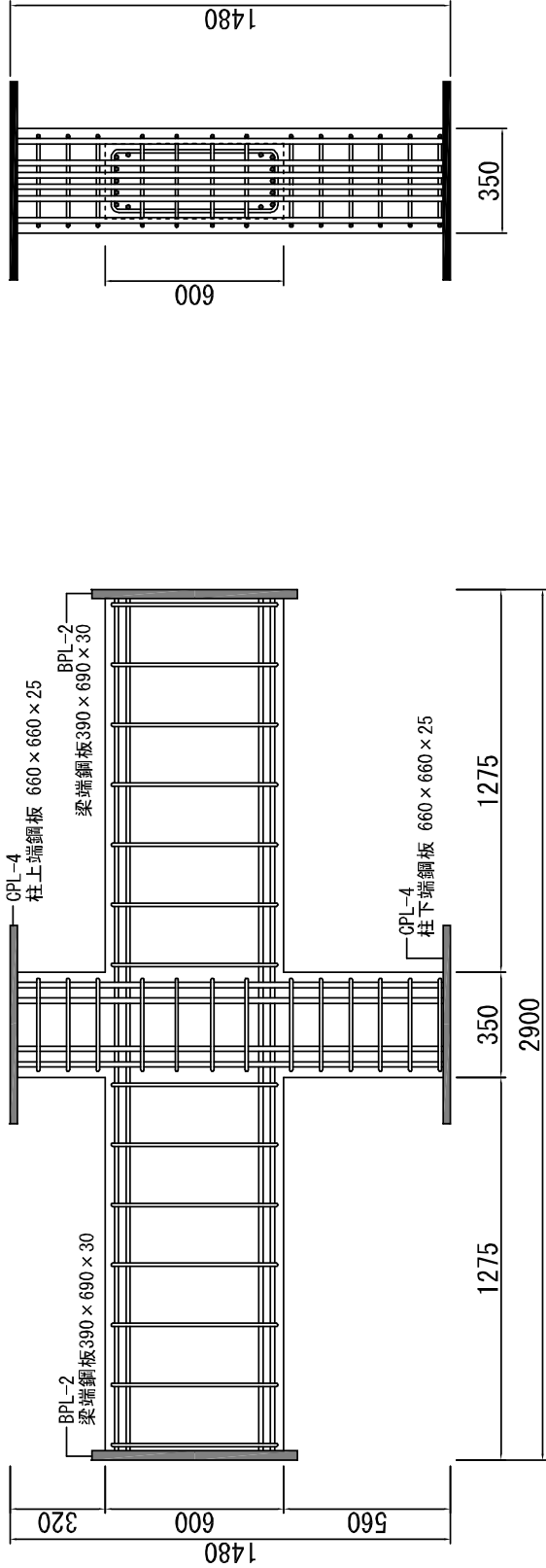


図 2.2(c) 試験体配筋詳

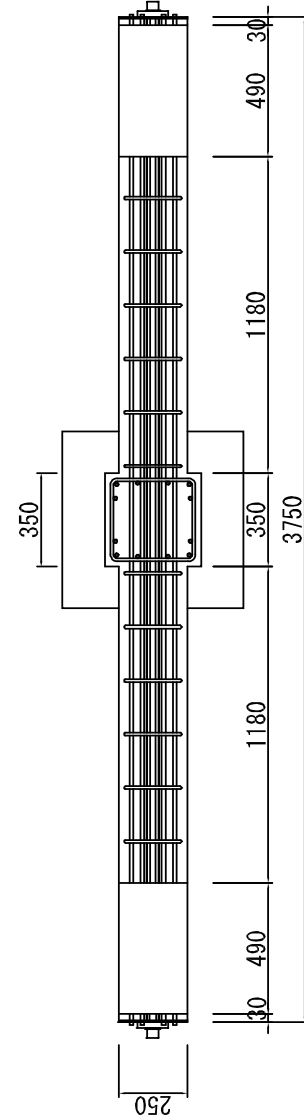
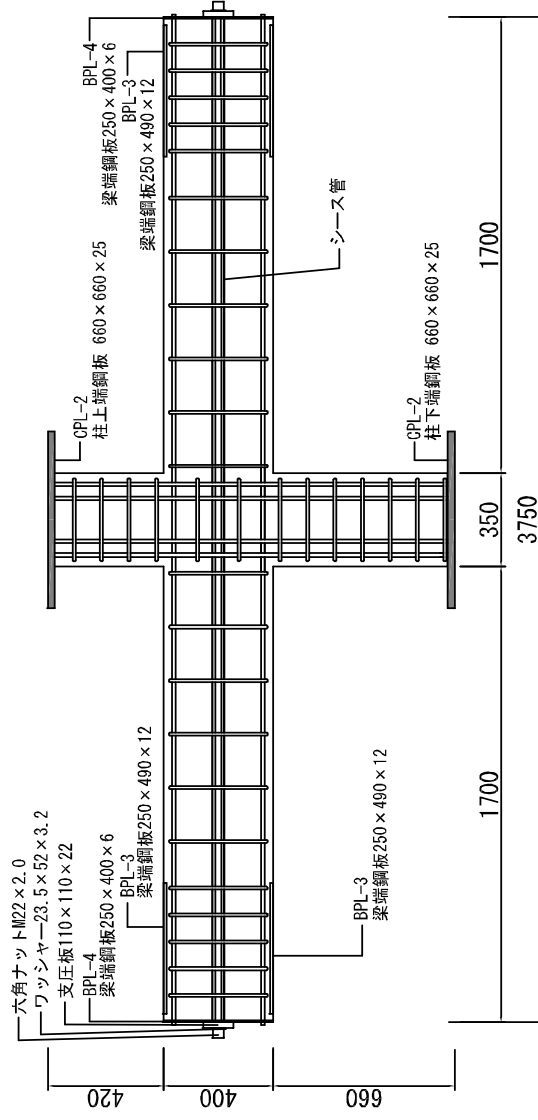
試験体J4配筋図



柱	柱主筋: 16-D16(SD345)
	フープ: 2-D10@100(SD345) 9sets
梁	梁主筋(上端): 5+2-D13(SD345)
	梁主筋(下端): 5+2-D13(SD345)
	スターループ: 2-D10@200(SD345) 14sets
接合部	横補強筋: 2-D10(SD345) 4sets

図 2.2(d) 試験体配筋詳

試験体J5配筋図



柱 柱主筋:12-D13(SD345)
 フープ:2-D10@100(SD345) 11sets
 梁 梁主筋(上端):4-D13(SD345)
 梁主筋(下端):4-D13(SD345)
 スターラップ:2-D10@200(SD345) 22sets
 接合部 横補強筋:2-D10(SD345) 2sets
 PC鋼材:1-φ21(SBPR930/1180)
 シース管: #1042 1set

2-2 実験方法

2-2-1 加力方法

図 2.3 に加力装置を示す。試験体の梁の両端はローラー支持、下柱はピン支持とし、上柱加力点には、3 軸 1 点クレビスを介して、東西方向、南北方向、鉛直方向の 3 基のジャッキを取り付けた。南北方向のジャッキは面外転倒防止用である。また、試験体には面外回転防止用パンタグラフを取り付けた。鉛直ジャッキは荷重制御、東西ジャッキと南北ジャッキは変位制御とした。

図 2.4 に加力履歴を示す。鉛直ジャッキで柱に軸力比 0.09(413kN)の一定圧縮軸力(試験体 J3 のみ軸力比-0.09(-413kN)の一定引張軸力)を導入後、西方向の加力を正載荷、東方向の加力を負載荷とし、初期剛性を確認するための小振幅の載荷を行い、層間変形角 0.25% を 1 サイクル、層間変形角 0.5%、1.0%、1.5%、2.0%、3.0%、4.0%を 2 サイクルずつ加力した後、西方向に 5%を押切とする正負交番繰り返し載荷を行った。

2-2-2 計測方法

上柱に加える水平力と鉛直力、梁両端に加わるせん断力はロードセルにより測定する。

表 2.2 にロードセルと変位計の一覧、図 2.5 に変位計取り付け位置を示す。表 2.2 と図 2.5 の番号は対応する。試験体の柱梁接合部パネル内の梁主筋中央にネジ棒を溶接し、直近のコンクリートに対する移動量を変位計で測定し、梁主筋のすべり量とした。

図 2.6 にひずみゲージ貼付位置を示す。ひずみゲージが同じ箇所に 2 枚貼ってあるものはその 2 枚の出力の平均をその点でのひずみとした。

実験の最中はディスプレイに変位計の出力、ひずみゲージの出力、その他必要に応じて計算処理した値、荷重—変形関係等のグラフを表示し、これらを見ながら加力を行った。

ひび割れは試験体の南面、柱東西面、梁上下面を観察した。加力前の初期ひび割れは南面ではシール(小)を貼付し、柱東西面および梁上下面は黒の点線で試験体に直接書き込んだ。実験開始後の各加力ステップのひび割れは、正載荷を黒の実線、負載荷を赤の実線で、南面では上から被せたプラスチック板に書き込み、柱東西面および梁上下面は試験体に直接書き込んだ。また南面では正載荷のひび割れ位置に黒印シール(大)、負載荷のひび割れ位置に赤印シール(大)を貼付した。各ステップで梁部材および接合部の写真撮影を行い、各加力サイクルのピーク時にひび割れ状況のスケッチと各部材の写真撮影を行った。

各層間変形角の第 1 サイクル正載荷のピーク時と除荷時に、接合部のせん断補強筋位置および中央、梁部材の梁主筋位置および上端・下端のひび割れ幅をクラックスケールで測定した。

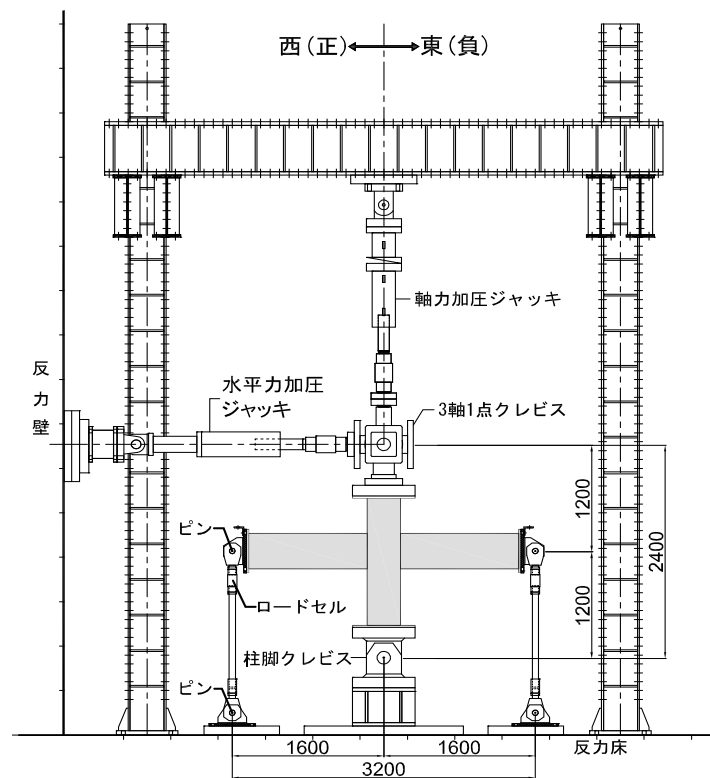


図 2.3 加力装置

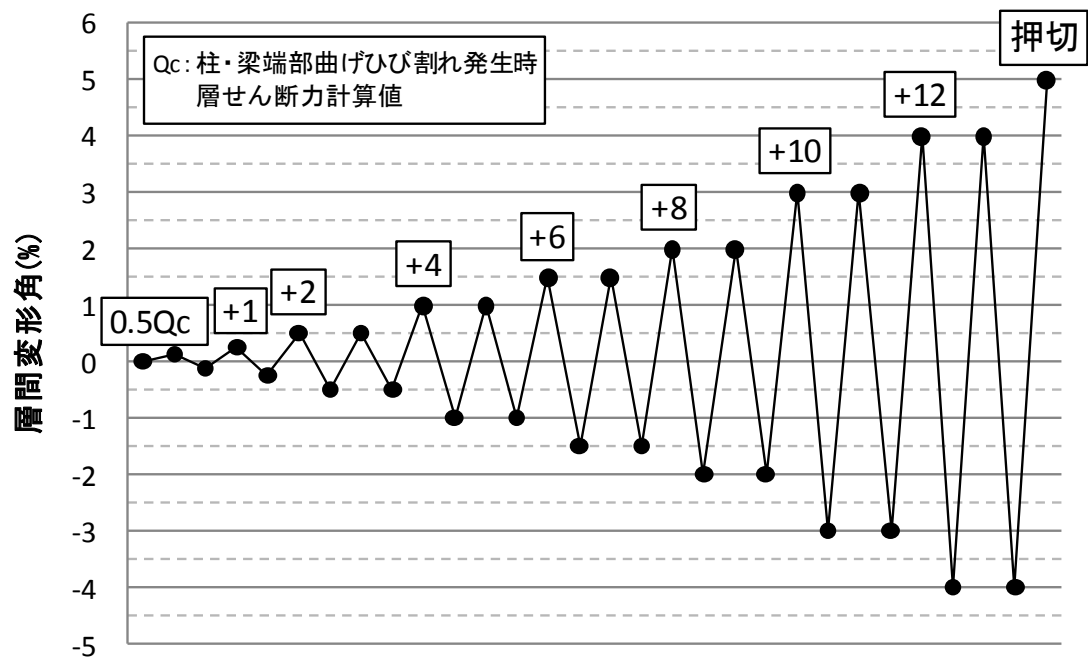


図 2.4 加力履歴

表 2.2 ロードセルと変位計の一覧

(a) ロードセル

測定箇所	測定装置型名	容量(kN)	定格出力(ひずみ出力)($\times 10^{-6}$)
鉛直力	967780002	1000	2988
東西水平力	816840001	1000	1990
南北水平力	816840002	1000	1987
西梁せん断力	CT0042	300	1989
東梁せん断力	CT8088	300	2001

(b) 変位計

番号	測定箇所	測定装置型名	容量(mm)	分解能(mm)
1	東西層間変位	LK-2500,LK-500	500	0.05
2	南北層間変位	LK-2500,LK-500	500	0.05
3	西梁たわみ	CDP-100	100	0.01
4	東梁たわみ	CDP-100	100	0.01
5	東西柱頭たわみ上	CDP-50	50	0.005
6	東西柱頭たわみ下	CDP-50	50	0.005
7	東西柱脚たわみ	CDP-50	50	0.005
8	西梁上100変位	CDP-25	25	0.002
9	西梁上200変位	CDP-10	10	0.001
10	西梁上400変位	CDP-10	10	0.001
11	西梁下100変位	CDP-25	25	0.002
12	西梁下200変位	CDP-10	10	0.001
13	西梁下400変位	CDP-10	10	0.001
14	東梁上100変位	CDP-25	25	0.002
15	東梁上200変位	CDP-10	10	0.001
16	東梁上400変位	CDP-10	10	0.001
17	東梁下100変位	CDP-25	25	0.002
18	東梁下200変位	CDP-10	10	0.001
19	東梁下400変位	CDP-10	10	0.001
20	柱上西100変位	CDP-25	25	0.002
21	柱上東100変位	CDP-25	25	0.002
22	柱下西100変位	CDP-25	25	0.002
23	柱下東100変位	CDP-25	25	0.002
24	西梁梁端変位-上	CDP-25	25	0.002
25	西梁梁端変位-下	CDP-25	25	0.002

(c) 変位計

番号	測定箇所	測定装置型名	容量(mm)	分解能(mm)
26	東梁梁端変位-上	CDP-25	25	0.002
27	東梁梁端変位-下	CDP-25	25	0.002
28	西梁-接合部変位-上	CDP-25	25	0.002
29	西梁-接合部変位-下	CDP-25	25	0.002
30	東梁-接合部変位-上	CDP-25	25	0.002
31	東梁-接合部変位-下	CDP-25	25	0.002
32	上柱-接合部変位-西	CDP-10	10	0.001
33	上柱-接合部変位-東	CDP-10	10	0.001
34	下柱-接合部変位-西	CDP-10	10	0.001
35	下柱-接合部変位-東	CDP-10	10	0.001
36	接合部1鉛直変位西	CDP-25	25	0.002
37	接合部1鉛直変位東	CDP-25	25	0.002
38	接合部1水平変位上	CDP-25	25	0.002
39	接合部1水平変位下	CDP-25	25	0.002
40	接合部1斜め変位(右上がり)	CDP-25	25	0.002
41	接合部1斜め変位(右下がり)	CDP-25	25	0.002
42	接合部2西梁水平変位上	CDP-50	50	0.005
43	接合部2西梁水平変位下	CDP-25	25	0.002
44	接合部2西梁鉛直変位	CDP-25	25	0.002
45	接合部2東梁水平変位上	CDP-25	25	0.002
46	接合部2東梁水平変位下	CDP-50	50	0.005
47	接合部2東梁鉛直変位	CDP-25	25	0.002
48	接合部2上柱水平変位	CDP-25	25	0.002
49	接合部2上柱鉛直変位西	CDP-25	25	0.002
50	接合部2上柱鉛直変位東	CDP-50	50	0.005
51	接合部2下柱水平変位	CDP-25	25	0.002
52	接合部2下柱鉛直変位西	CDP-50	50	0.005
53	接合部2下柱鉛直変位東	CDP-25	25	0.002
54	接合部上端すべり上	CDP-25	25	0.002
55	接合部上端すべり下	CDP-25	25	0.002
56	接合部下端すべり下	CDP-25	25	0.002
57	接合部下端すべり上	CDP-25	25	0.002

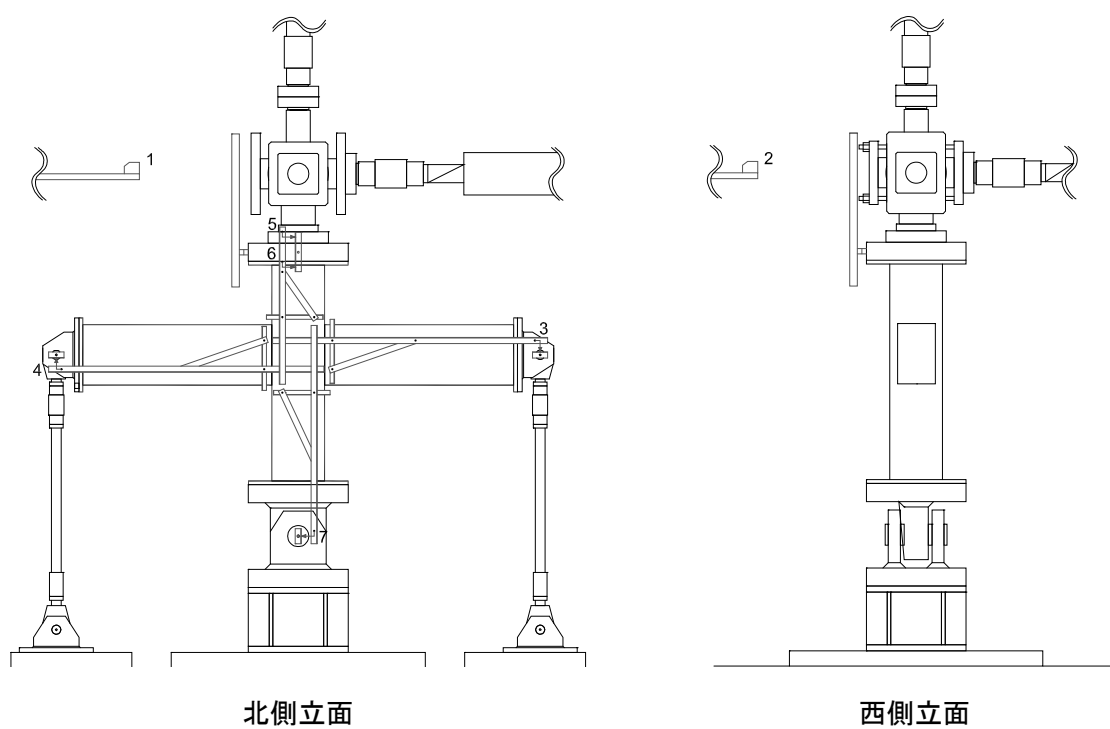


図 2.5(a) 変位計取り付け位置(全体)

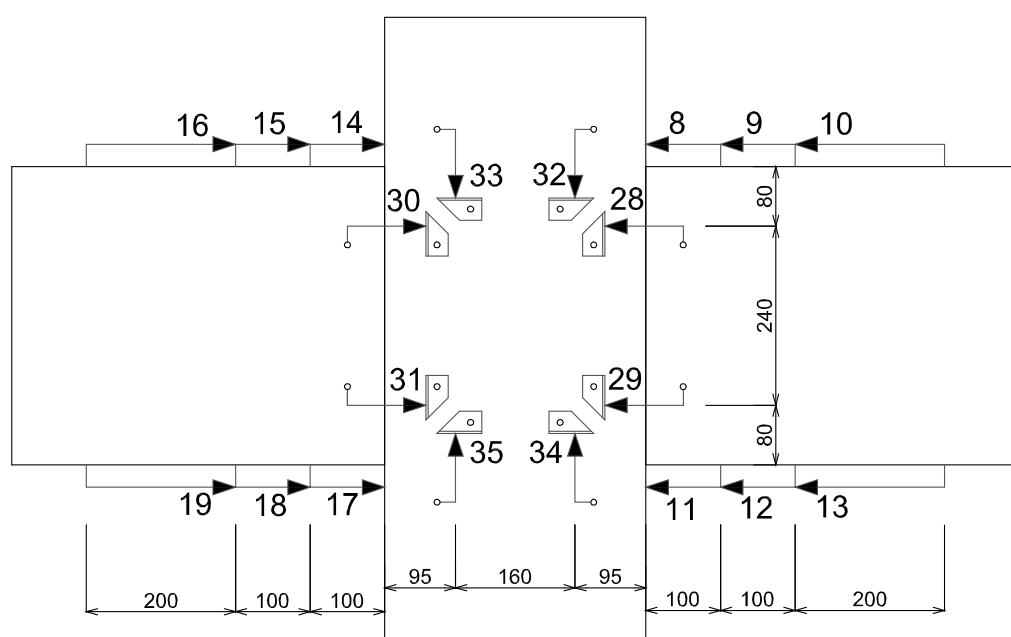


図 2.5(b) 変位計取り付け位置(柱梁詳細)

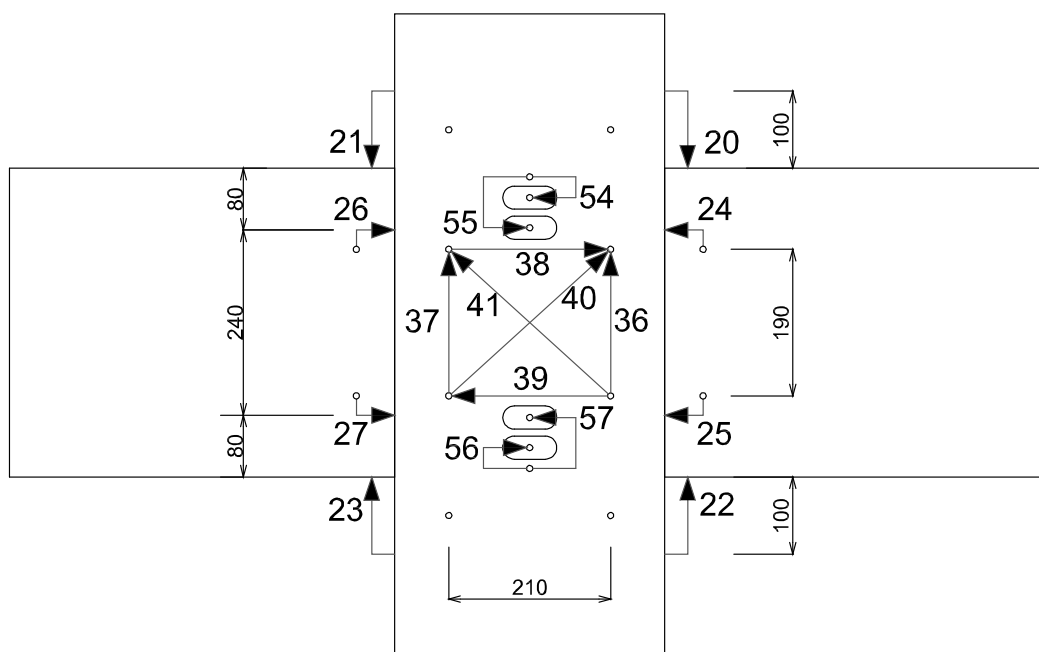


図 2.5(c) 変位計取り付け位置(柱梁詳細)

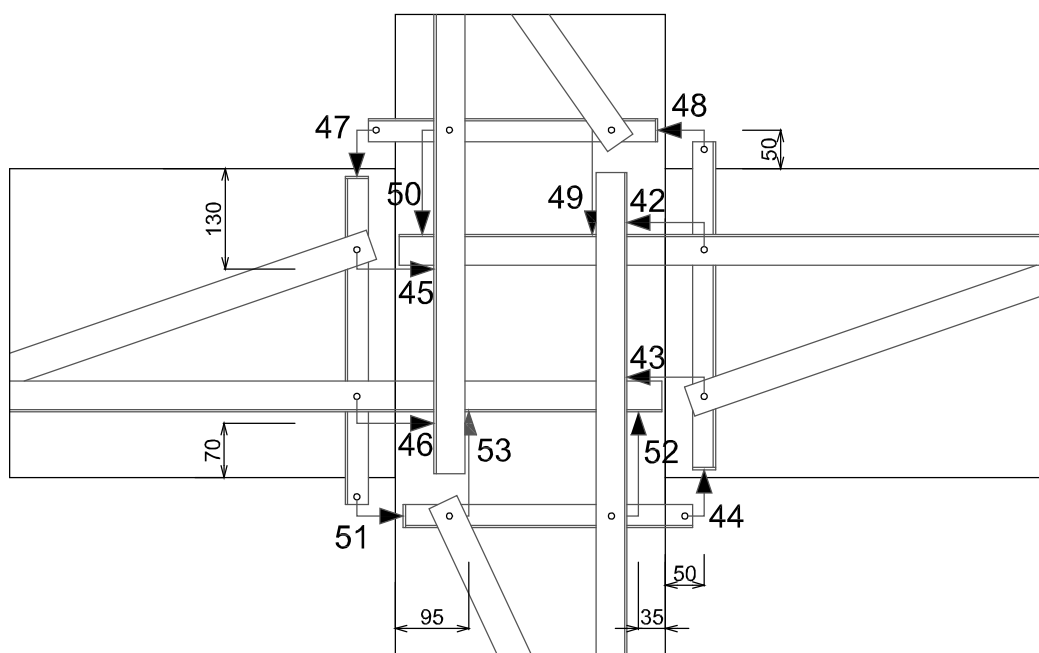
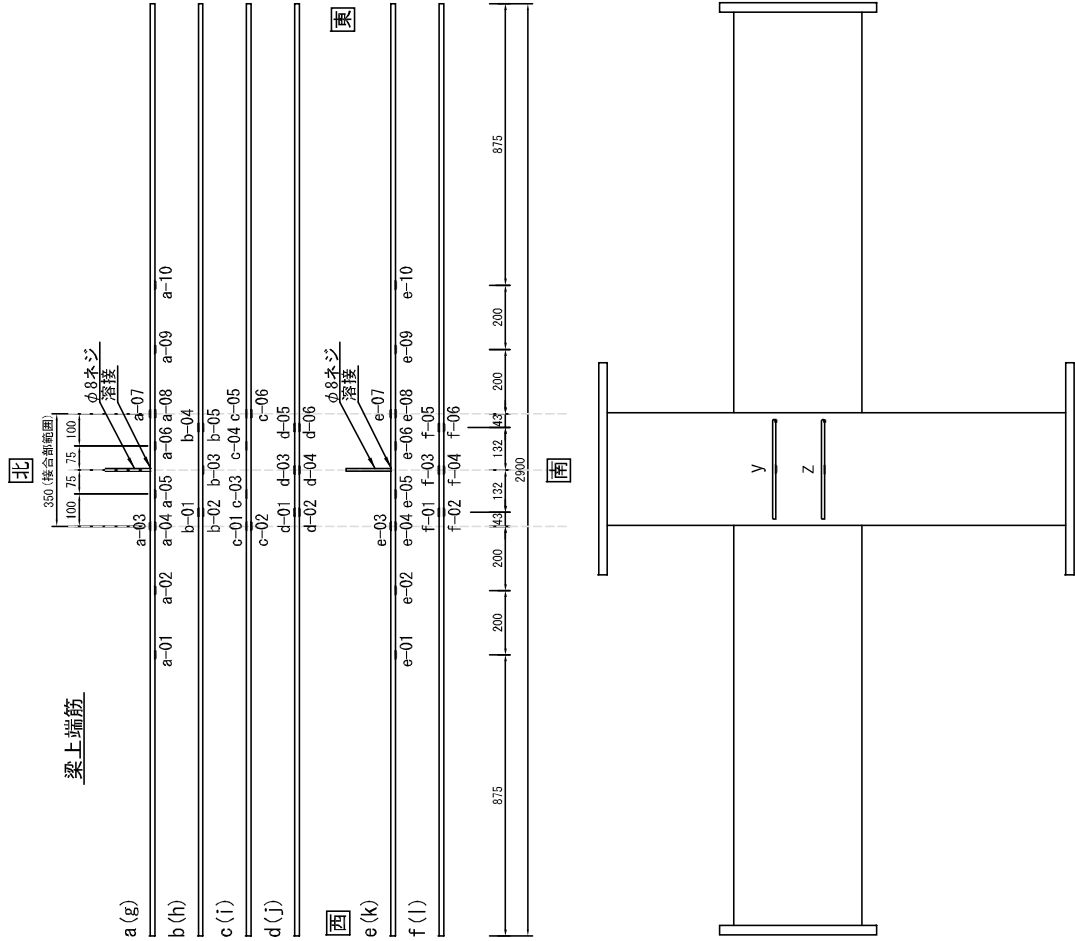


図 2.5(d) 変位計取り付け位置(柱梁詳細)



試験体J1～J3
梁主筋:86枚
接合部補強筋:6枚

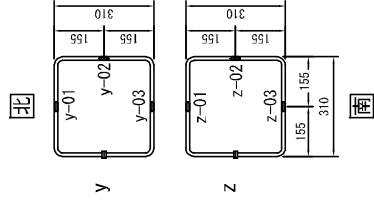
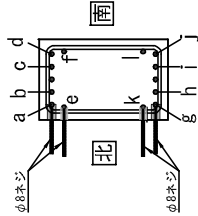
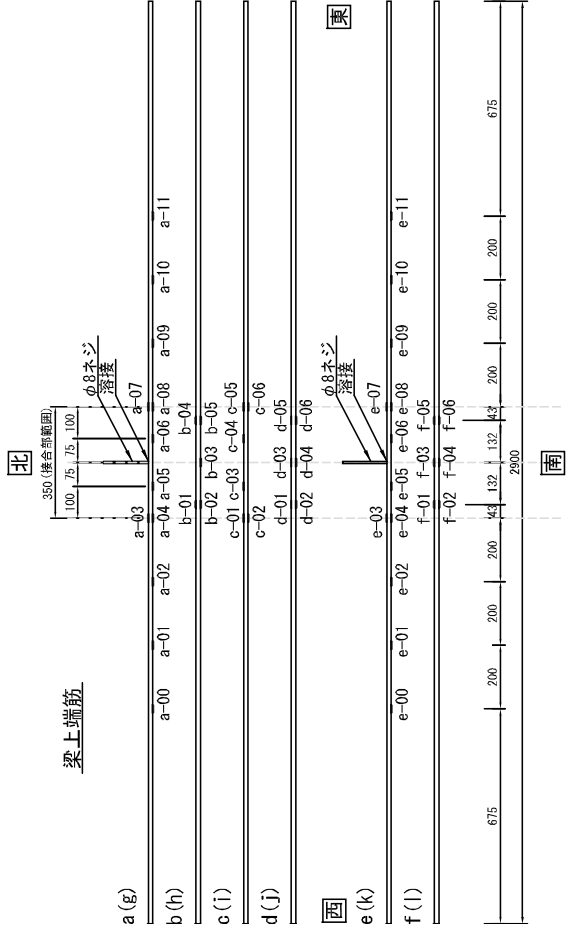


図 2.6(b) ひずみゲージ貼付位置



試験体J4
梁主筋:94枚
接合部補強筋:12枚

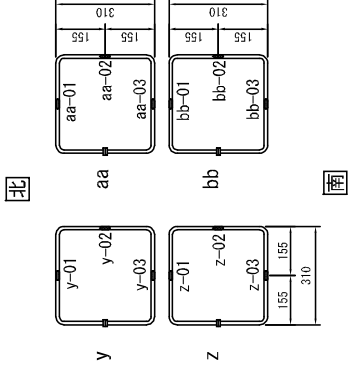
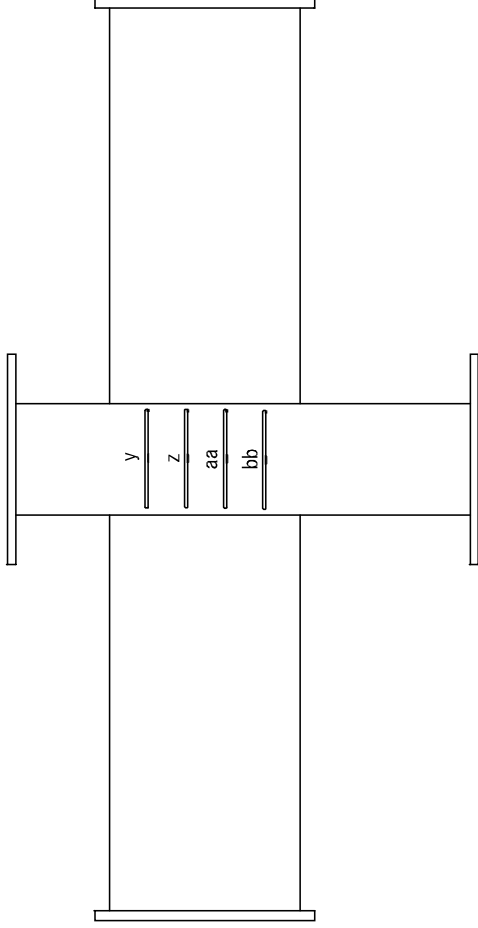
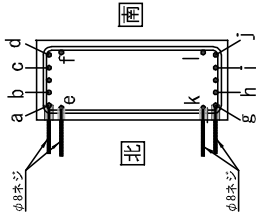
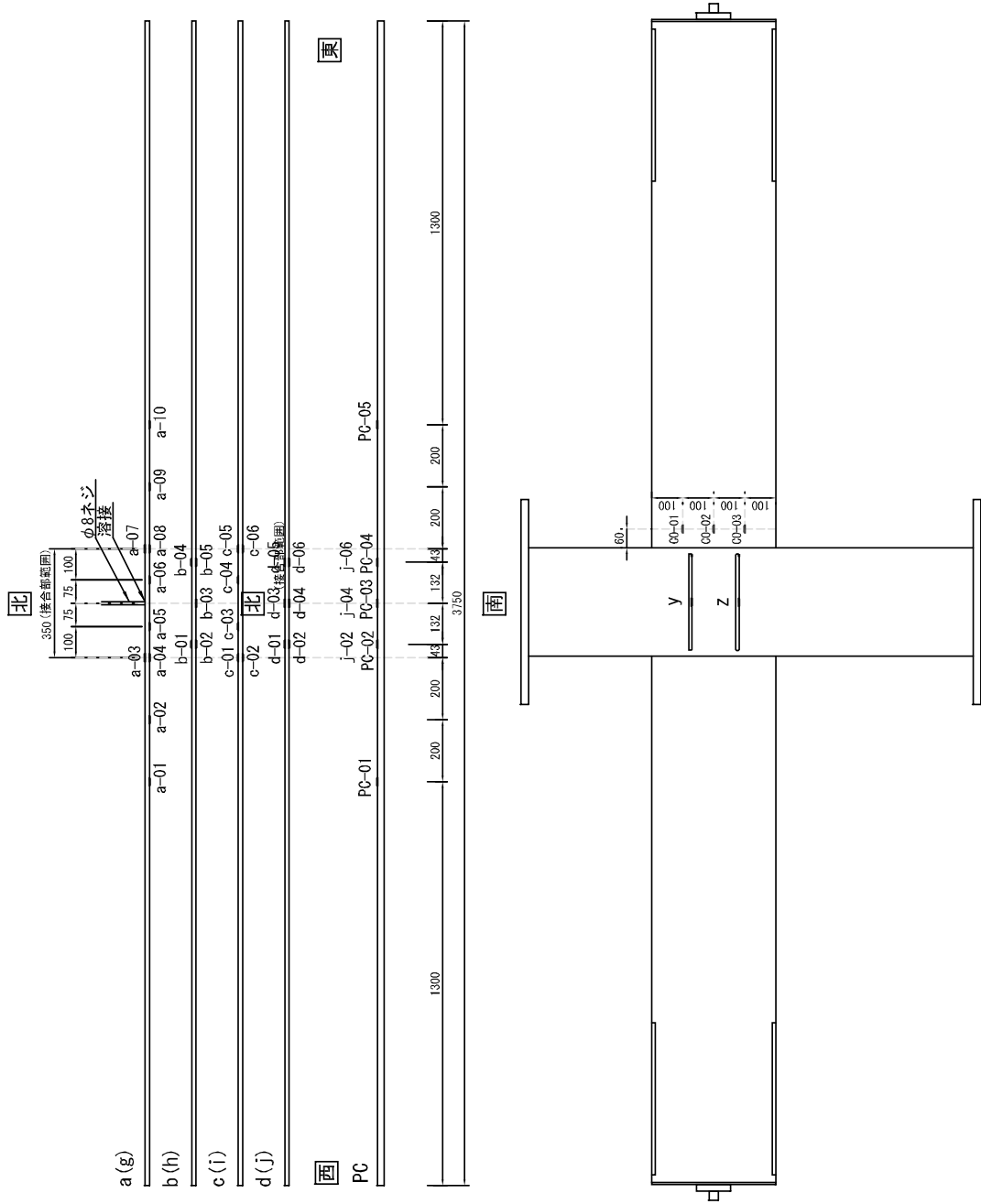


図 2.6(c) ひずみゲージ貼付位置



試験体J5
梁主筋:54枚
梁PC鋼材:5枚
接合部補強筋:6枚
梁コンクリート:3枚

図 2.6(d) ひずみゲージ貼付位置

2-3 材料特性

2-3-1 コンクリート

使用したコンクリートは呼び強度 36N/mm^2 の普通コンクリートである。表 2.4 にコンクリートの配合、表 2.5 にフレッシュコンクリートの性質を示す。

表 2.6 と表 2.7 に $\phi 10 \times 20\text{cm}$ のコンクリート試験体の圧縮試験結果と割裂引張試験結果を示す。図 2.7 に圧縮試験により得られたコンクリートの応力度－ひずみ関係を示す。

図 2.8、図 2.9 にコンクリートの材料強度と材齢関係を示す。ここで、材料強度の値は各材齢におけるコンクリート試験体の平均値である。表 2.3(a)に試験体のコンクリート材料特性を示す。材料特性の各値は試験体載荷期間の直前と直後に行った材料試験結果の平均値とした。

2-3-2 鉄筋

表 2.3(b)に試験体の鉄筋材料特性、表 2.8 に鉄筋の引張試験結果、図 2.10 に引張試験により得られた鉄筋の応力度－ひずみ関係を示す。降伏応力度は応力度－ひずみ関係において、上降伏点での応力度の値とし、降伏ひずみは降伏応力度を見かけのヤング係数で除した値とした。見かけのヤング係数は降伏応力度の $1/3$ の点と $2/3$ の点を結ぶ直線の傾きとした。

2-3-3 PC 鋼材

表 2.3(c)に試験体の PC 鋼材材料特性、表 2.9 に PC 鋼材の引張試験結果、図 2.11 に引張試験により得られた PC 鋼材の応力度－ひずみ関係を示す。降伏応力度は応力度－ひずみ関係において、上降伏点での応力度の値とし、降伏ひずみは降伏応力度を見かけのヤング係数で除した値とした。見かけのヤング係数は降伏応力度の $1/3$ の点と $2/3$ の点を結ぶ直線の傾きとした。

表 2.3(a) 試験体のコンクリート材料特性

コンクリート	圧縮強度 (N/mm ²)	圧縮強度時ひずみ (μ)	割線剛性 (kN/mm ²)	割裂引張強度 (Mpa)
J1	38.9	2187.5	27.2	3.3
J2	37.7	2102.5	27.9	2.9
J3	39.2	2084.2	28.7	2.6
J4	38.8	2185.8	28.7	2.8
J5	41.8	2234.2	30.1	3.1

表 2.3(b) 試験体の鉄筋材料特性

柱主筋			
試験体名	降伏応力度 MPa	ヤング係数 GPa	降伏歪み μ
J1,4	379	170	2228
J2,5	371	176	2114
J3	388	176	2199

梁主筋			
試験体名	降伏応力度 MPa	ヤング係数 GPa	降伏歪み μ
全試験体	371	176	2114

せん断補強筋			
試験体名	降伏応力度 MPa	ヤング係数 GPa	降伏歪み μ
全試験体	367	164	2236

表 2.3(c) 試験体の PC 鋼材材料特性

PC鋼棒			
試験体名	降伏応力度 Mpa	ヤング係数 Gpa	降伏ひずみ μ
J5	1258	190	6453

表 2.4 コンクリートの配合

呼び強度	30N/mm ²	使用材料	単位重量(kg/m ³)
スランプ	18cm	水	176
粗骨材最大径	13mm	セメント	335
水セメント比	52.5%	細骨材	878
空気量	4.5%	粗骨材	875
細骨材率	51.0%	混和材	3.35

表 2.5 フレッシュコンクリートの性質

試験項目	結果
スランプ	18cm
空気量	4.5%
コンクリート温度	19.0℃
外気温	20.0℃

表 2.6(a) コンクリートの圧縮試験結果（材材齢 14 日）

供試体	断面積 mm ²	密度 g/cm ³	最大荷重 kN	圧縮強度 MPa	最大荷重時 ひずみ μ	割線剛性 GPa
No.1	7844	2.28	272	34.7	2123	26.3
No.2	7849	2.29	267	34.0	1923	28.2
No.3	7840	2.29	262	33.4	2125	25.9
平均	7844	2.29	267	34.0	2057	26.8

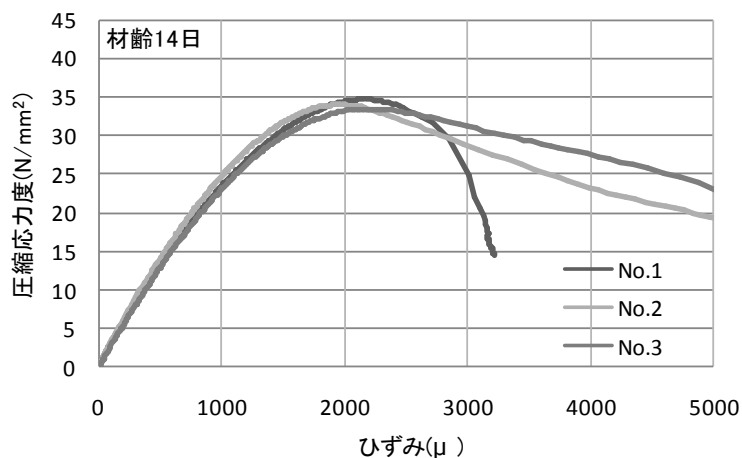


図 2.7(a) コンクリートの応力度－ひずみ関係（材材齢 14 日）

表 2.6(b) コンクリートの圧縮試験結果（材材齢 28 日）

供試体	断面積 mm ²	密度 g/cm ³	最大荷重 kN	圧縮強度 MPa	最大荷重時 ひずみ μ	割線剛性 GPa
No.1	7850	2.28	293	37.3	2130	27.3
No.2	7863	2.29	307	39.1	2160	27.8
No.3	7867	2.30	289	36.7	2018	28.6
平均	7860	2.29	297	37.7	2103	27.9

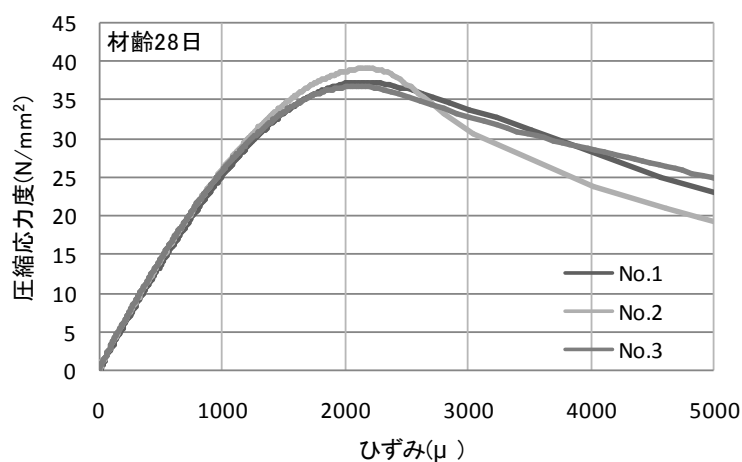


図 2.7(b) コンクリートの応力度－ひずみ関係（材材齢 28 日）

表 2.6(c) コンクリートの圧縮試験結果（材材齢 52 日）

供試体	断面積 mm ²	密度 g/cm ³	最大荷重 kN	圧縮強度 MPa	最大荷重時 ひずみ μ	割線剛性 GPa
No.1	7851	2.29	305	38.9	2075	27.9
No.2	7848	2.28	308	39.2	2313	26.4
No.3	7839	2.28	303	38.6	2175	27.2
平均	7846	2.28	305	38.9	2188	27.2

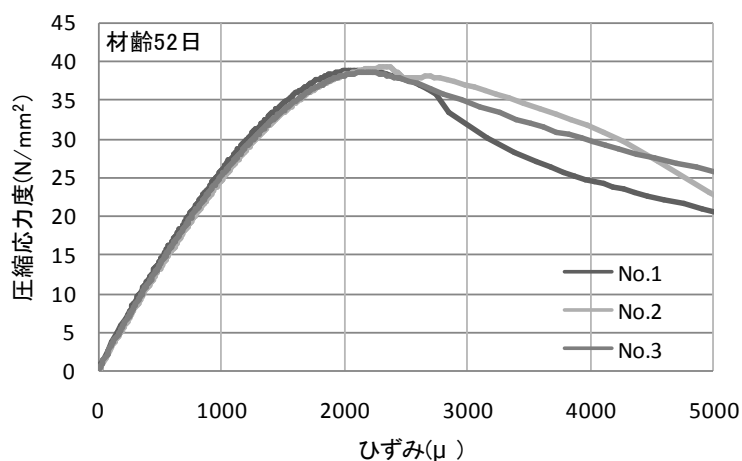


図 2.7(c) コンクリートの応力度－ひずみ関係（材材齢 52 日）

表 2.6(d) コンクリートの圧縮試験結果（材材齢 63 日）

供試体	断面積 mm ²	密度 g/cm ³	最大荷重 kN	圧縮強度 MPa	最大荷重時 ひずみ μ	割線剛性 GPa
No.1	7846	2.28	307	39.1	2023	28.9
No.2	7834	2.29	299	38.1	2043	28.6
No.3	7850	2.30	316	40.2	2188	28.5
平均	7844	2.29	308	39.2	2084	28.7

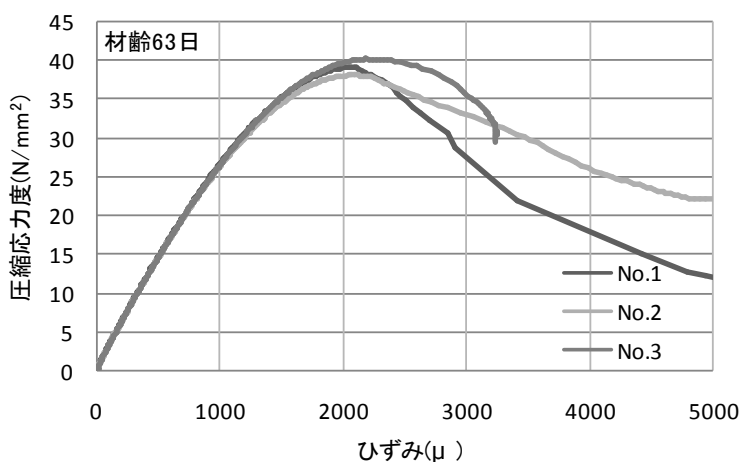


図 2.7(d) コンクリートの応力度－ひずみ関係（材材齢 63 日）

表 2.6(e) コンクリートの圧縮試験結果（材材齢 79 日）

供試体	断面積 mm^2	密度 g/cm^3	最大荷重 kN	圧縮強度 MPa	最大荷重時 ひずみ μ	割線剛性 GPa
No.1	7830	2.30	295	37.6	2153	26.8
No.2	7786	2.30	299	38.4	2053	29.3
No.3	7812	2.29	316	40.4	2353	29.1
平均	7810	2.30	303	38.8	2186	28.4

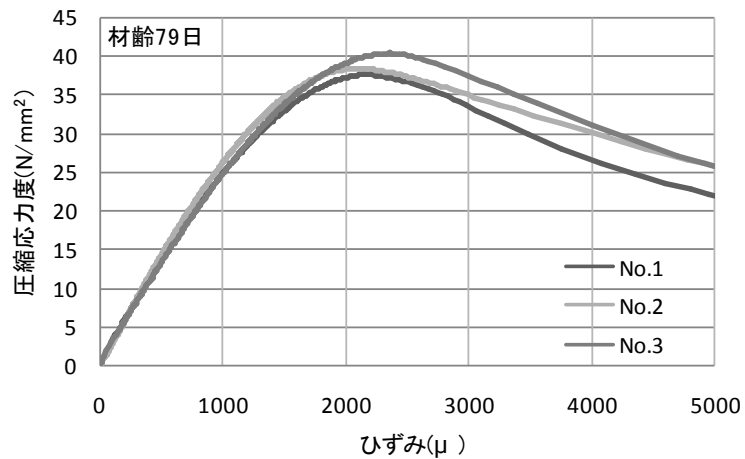


図 2.7(e) コンクリートの応力度－ひずみ関係（材材齢 79 日）

表 2.6(f) コンクリートの圧縮試験結果（材材齢 95 日）

供試体	断面積 mm^2	密度 g/cm^3	最大荷重 kN	圧縮強度 MPa	最大荷重時 ひずみ μ	割線剛性 GPa
No.1	7842	2.30	319	40.6	2115	30.7
No.2	7840	2.29	310	39.5	2118	30.5
No.3	7850	2.30	319	40.6	2010	30.1
平均	7844	2.30	316	40.3	2081	30.4

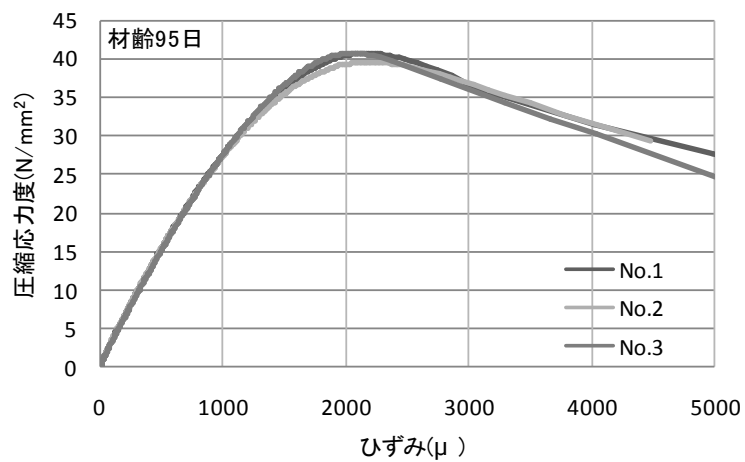


図 2.7(f) コンクリートの応力度－ひずみ関係（材材齢 95 日）

表 2.6(g) コンクリートの圧縮試験結果（材材齢 175 日）

供試体	断面積 mm^2	密度 g/cm^3	最大荷重 kN	圧縮強度 MPa	最大荷重時 ひずみ μ	割線剛性 GPa
No.1	7857	2.28	330	42.0	2155	29.8
No.2	7863	2.27	327	41.5	2330	28.9
No.3	7875	2.29	330	41.8	2218	31.7
平均	7865	2.28	329	41.8	2234	30.1

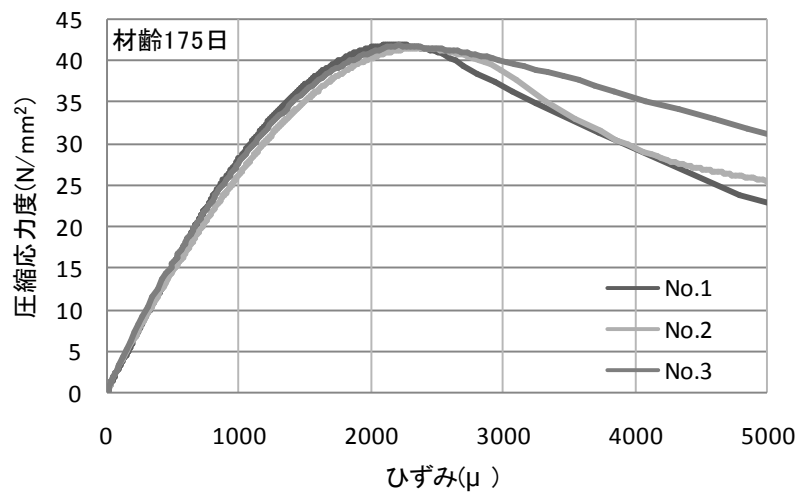


図 2.7(g) コンクリートの応力度－ひずみ関係（材材齢 175 日）

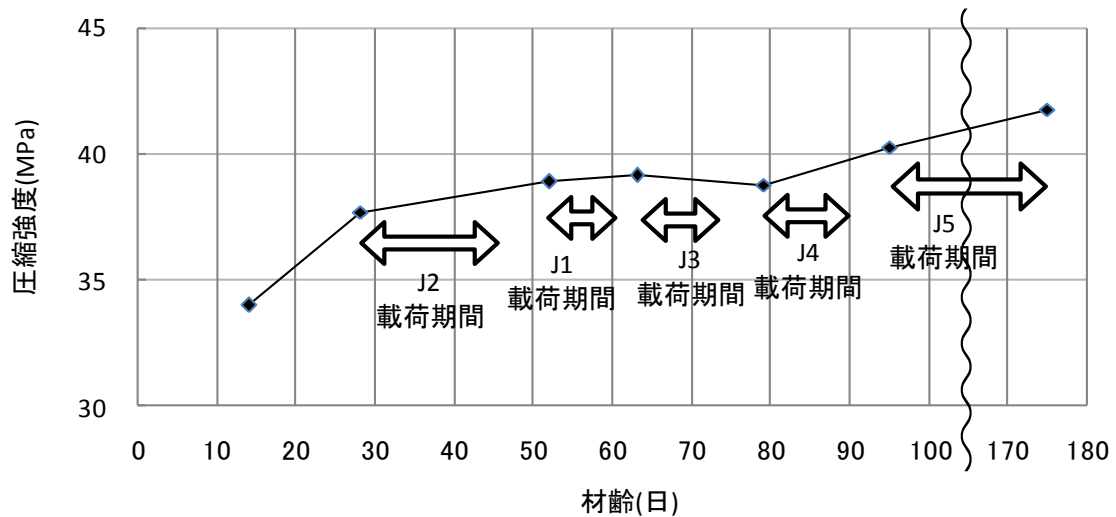


図 2.8 コンクリートの圧縮強度－材齢関係

表 2.7(a) コンクリートの割裂引張試験結果

材齢 14 日 (試験日 2010 年 12 月 4 日)

供試体	直径 mm	長さ mm	密度 g/cm ³	最大荷重 kN	割裂引張強度 MPa
No.1	99.9	197.6	2.29	62.6	2.02
No.2	99.9	199.6	2.29	78.6	2.51
No.3	99.9	198.9	2.29	75.9	2.43
平均	99.9	198.7	2.29	72.4	2.32

材齢 28 日 (試験日 2010 年 12 月 18 日)

供試体	直径 mm	長さ mm	密度 g/cm ³	最大荷重 kN	割裂引張強度 MPa
No.1	100.0	199.5	2.26	85.9	2.74
No.2	100.1	199.0	2.28	91.3	2.92
No.3	100.0	198.6	2.29	97.4	3.12
平均	100.0	199.0	2.28	91.6	2.93

材齢 52 日 (試験日 2011 年 1 月 11 日)

供試体	直径 mm	長さ mm	密度 g/cm ³	最大荷重 kN	割裂引張強度 MPa
No.1	99.9	199.2	2.30	107.2	3.43
No.2	99.9	199.3	2.29	106.8	3.41
No.3	99.5	198.5	2.31	97.2	3.13
平均	99.8	199.0	2.30	103.7	3.33

材齢 63 日 (試験日 2011 年 1 月 22 日)

供試体	直径 mm	長さ mm	密度 g/cm ³	最大荷重 kN	割裂引張強度 MPa
No.1	99.8	198.4	2.30	80.5	2.59
No.2	100.0	199.2	2.30	76.6	2.45
No.3	99.9	199.0	2.30	83.5	2.67
平均	99.9	198.8	2.30	80.2	2.57

材齢 76 日 (試験日 2011 年 2 月 4 日)

供試体	直径 mm	長さ mm	密度 g/cm ³	最大荷重 kN	割裂引張強度 MPa
No.1	99.9	198.7	2.29	95.0	3.05
No.2	99.9	199.4	2.29	95.0	3.04
No.3	100.0	198.5	2.28	69.3	2.22
平均	99.9	198.9	2.29	86.5	2.77

材齢 95 日 (試験日 2011 年 2 月 23 日)

供試体	直径 mm	長さ mm	密度 g/cm ³	最大荷重 kN	割裂引張強度 MPa
No.1	99.9	200.1	2.28	88.7	2.82
No.2	100.0	200.4	2.29	91.3	2.90
No.3	100.0	199.7	2.29	102.2	3.26
平均	100.0	200.0	2.29	94.1	3.00

表 2.7(b) コンクリートの割裂引張試験結果

材齢 175 日 (試験日 2011 年 5 月 14 日)

供試体	直径 mm	長さ mm	密度 g/cm ³	最大荷重 kN	割裂引張強度 MPa
No.1	99.9	199.7	2.29	100.7	3.21
No.2	100.1	198.9	2.30	94.2	3.02
No.3	100.0	199.1	2.28	93.8	3.00
平均	100.0	199.2	2.29	96.2	3.08

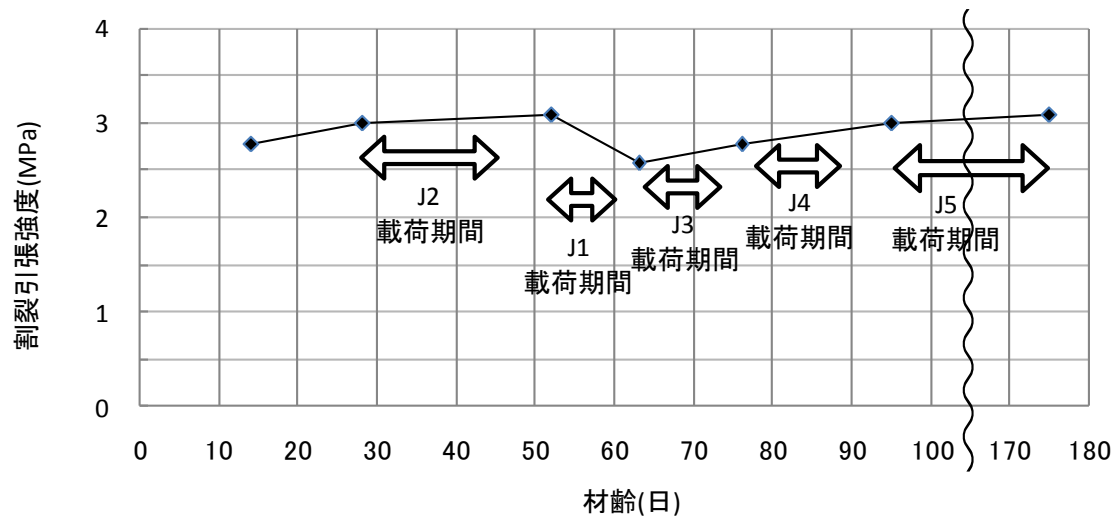


図 2.9 コンクリートの割裂引張強度－材齢関係

表 2.8(a) 鉄筋の引張試験結果

D10(SD345)

供試体	公称断面積 mm ²	降伏応力度 MPa	降伏ひずみ μ	見かけの ヤング係数 GPa	ひずみ硬化 開始ひずみ μ	引張強さ MPa	破断伸び %
No.1	71.3	360	2249	160	8655	565	11.19
No.2		375	2195	171	8882	582	16.55
No.3		356	2308	154	10063	555	14.15
No.4		370	2126	174	8838	584	13.48
No.5		375	2300	163	11934	585	13.55
平均		367	2236	164	9674	574	13.78

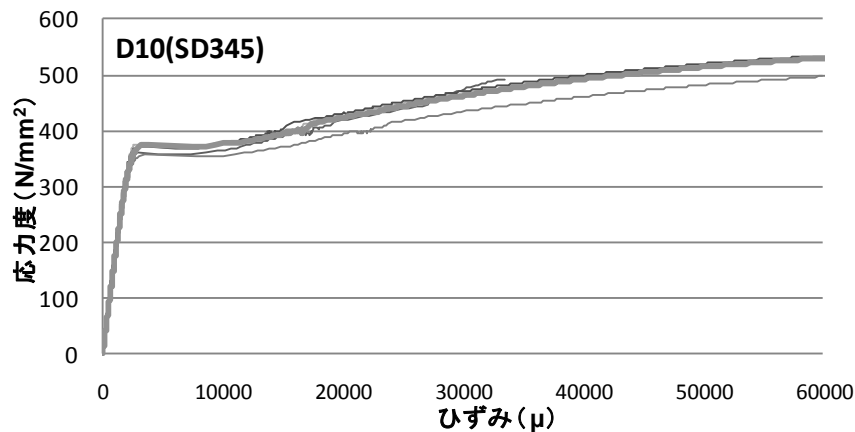


図 2.10(a) 鉄筋の応力度－ひずみ関係

表 2.8(b) 鉄筋の引張試験結果

(D13SD345)

供試体	公称断面積 mm ²	降伏応力度 MPa	降伏ひずみ μ	見かけの ヤング係数 GPa	ひずみ硬化 開始ひずみ μ	引張強さ MPa	破断伸び %
No.1	126.7	366	2216	165	12110	556	20.86
No.2		373	2097	178	11529	562	19.09
No.3		373	2116	176	15852	530	7.4
No.4		371	2027	183	11519	561	18.29
平均		371	2114	176	12752	552	19.41

※破断伸び(%)の平均を算出する際、供試体No.3のデータは除外した。

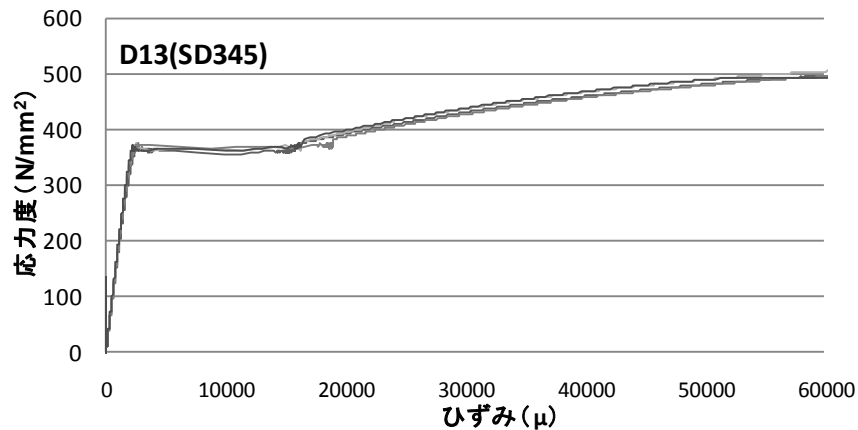


図 2.10(b) 鉄筋の応力度－ひずみ関係

表 2.8(c) 鉄筋の引張試験結果

(D16SD345)

供試体	公称断面積 mm ²	降伏応力度 MPa	降伏ひずみ μ	見かけの ヤング係数 GPa	ひずみ硬化 開始ひずみ μ	引張強さ MPa	破断伸び %
No.1	198.6	387	2171	178	12163	595	22.98
No.2		380	2257	168	11945	591	測定不能
No.3		374	2329	161	13776	577	18.76
No.4		376	2155	174	15070	566	18.03
平均		379	2228	170	13239	582	19.92

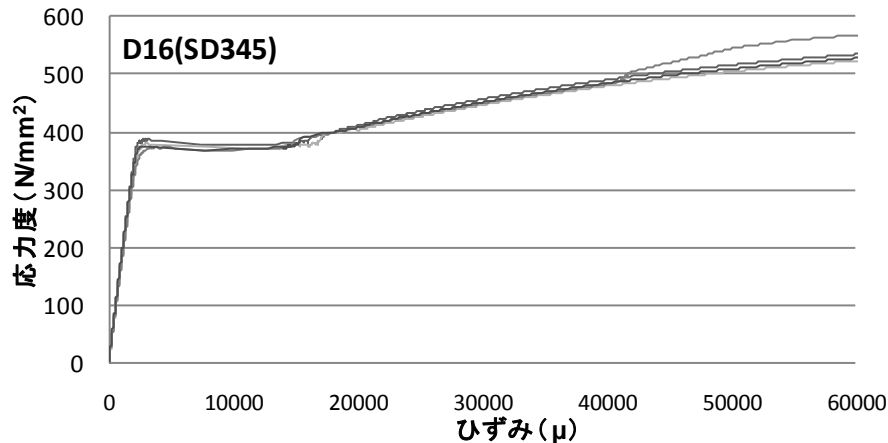


図 2.10(c) 鉄筋の応力度－ひずみ関係

表 2.8(d) 鉄筋の引張試験結果

(D19SD345)

供試体	公称断面積 mm ²	降伏応力度 MPa	降伏ひずみ μ	見かけの ヤング係数 GPa	ひずみ硬化 開始ひずみ μ	引張強さ MPa	破断伸び %
No.1	286.5	386	2227	173	11205	590	17.04
No.2		403	2319	174	15399	600	13.39
No.3		389	2182	178	13951	598	16.67
No.4		372	2070	180	14583	570	16.31
平均		388	2199	176	13784	589	15.85

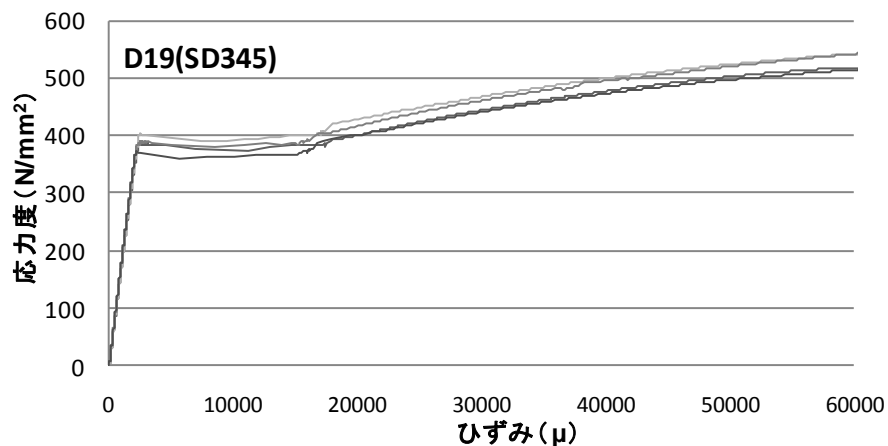


図 2.10(d) 鉄筋の応力度－ひずみ関係

表 2.9 PC 鋼棒の引張試験結果

φ 21(SBPR1080/1230)

供試体	公称断面積 mm ²	降伏応力度 MPa	降伏ひずみ μ	見かけの ヤング係数 GPa	ひずみ硬化 開始ひずみ μ	引張強さ MPa	破断伸び %
No.1	346.4	1269	6469	192	14453	1334	11.38
No.2		1255	6466	189	11093	1327	12.37
No.3		1251	6422	190	16715	1322	12.02
平均		1258	6453	190	14087	1328	11.92

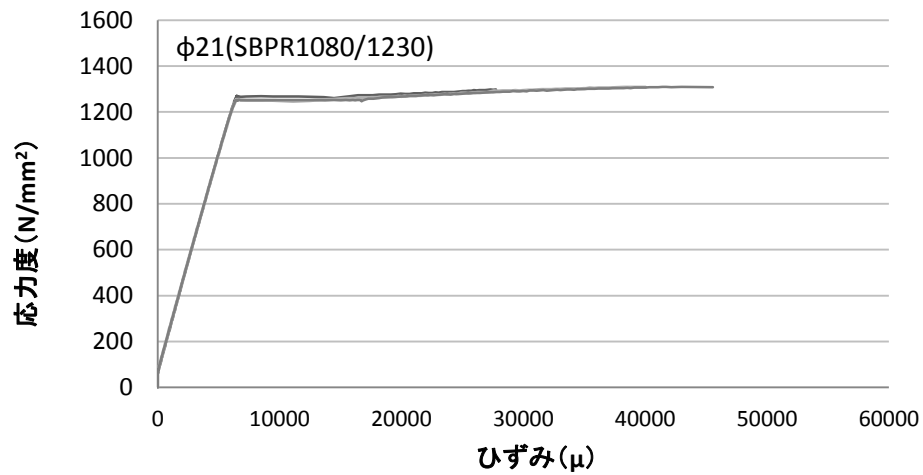


図 2.11 PC 鋼棒の応力度－ひずみ関係

2-4 準備計算

試験体の設計条件は接合部破壊することである。表 2.10 に部材(柱、梁、接合部)強度の計算値の一覧を示す。部材耐力を計算する際に材料強度は「2-3 材料特性」で記したものを使用した。

表 2.10 部材強度計算値の一覧

試験体名		J1	J2	J3	J4	J5
梁曲げ終局時	$M_{bu}(\text{kN}\cdot\text{m})$	103.9			163.1	111.8
	$Q_b(\text{kN})$	72.9			114.5	78.5
	$V_b(\text{kN})$	97.2			152.6	104.6
	$V_j(\text{kN})$	579.6			524.2	823.2
梁せん断強度	$Q_{bu,min}(\text{kN})$	140.8	139.9	141.0	227.5	137.6
	$Q_{bu,mean}(\text{kN})$	161.7	160.6	162.0	262.2	157.1
梁せん断余裕度	$Q_{bu,min}/Q_b$	1.93	1.92	1.93	1.99	1.75
	$Q_{bu,mean}/Q_b$	2.18	2.08	1.67	1.47	2.00
柱曲げ終局時	$M_{cu}(\text{kN}\cdot\text{m})$	172.1	132.0	132.0	238.5	136.6
	$V_c(\text{kN})$	172.1	132.0	132.0	265.0	136.6
柱せん断強度	$V_{cu,min}(\text{kN})$	211.8	201.9	162.6	223.9	238.2
	$V_{cu,mean}(\text{kN})$	236.9	224.3	191.1	251.5	257.8
柱せん断余裕度	$V_{cu,min}/V_c$	1.23	1.53	1.23	0.94	1.74
	$V_{cu,mean}/V_c$	1.38	1.70	1.45	1.05	1.89
接合部せん断強度	V_{ju} 下限値(kN)	962.0	949.4	965.2	977.6	973.3
	V_{ju} 平均値(kN)	1131.8	1116.9	1135.5	1150.1	1145.1
接合部曲げ終局時	$M_j(\text{kN}\cdot\text{m})$	153.7	138.8	147.4	236.5	139.2
	$V_{cj}(\text{kN})$	128.1	115.7	122.8	197.1	116.0

ここで、 Q_b ：梁曲げ終局時の梁せん断力

V_b ：梁曲げ終局時の柱せん断力

V_j ：梁曲げ終局時の接合部せん断力

V_c ：柱曲げ終局時の柱せん断力

V_{cj} ：接合部曲げ終局時の柱せん断力

①梁曲げ終局強度

(1)RC 試験体

RC 試験体の梁曲げ終局強度 M_{bu} は 2001 年改訂版既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説¹⁾の以下の略算式で求めた。

$$M_{bu} = 0.9a_t \cdot \sigma_y \cdot d$$

ここで、 a_t ：引張鉄筋の全断面積(mm²)

σ_y ：引張鉄筋の降伏強度(N/mm²)

d ：梁有効せい(引張鉄筋が多段配筋の場合、その重心から圧縮縁までの距離)

(2)PRC 試験体

PRC 試験体の梁曲げ終局強度 M_{bu} はプレストレスト鉄筋コンクリート(Ⅲ種 PC)構造設計・施工指針・同解説²⁾のストレスブロックを使用した以下の式で求めた。

$$M_{bu} = C_c(x_n - k_2 \cdot x_n) + C_s(x_n - d_c) + T_{py}(d_p - x_n) + T_y(d - x_n)$$

ここで、 C_c ：コンクリートの圧縮合力(N) $C_c = T_{py} + T_y - C_s$

T_{py} ：PC 鋼材の引張合力(N) $T_{py} = a_p \cdot \sigma_{py}$

a_p ：PC 鋼材の断面積(mm²)

σ_{py} ：PC 鋼材の降伏応力度(N/mm²)

T_y ：引張側普通鉄筋の引張合力(N) $T_y = a_t \cdot \sigma_y$

a_t ：引張側普通鉄筋の全断面積(mm²)

σ_y ：普通鉄筋の降伏応力度(N/mm²)

C_s ：圧縮側普通鉄筋の圧縮合力(N) $C_s = a_c \cdot \sigma_y$

a_c ：圧縮側普通鉄筋の全断面積(N/mm²)

x_n ：コンクリートの圧縮域深さ(mm) $x_n = C_c / (k_1 \cdot k_3 \cdot \sigma_B \cdot b)$

k_1 ：ストレスブロック係数

$$k_1 = 0.85 \quad [\sigma_B \leq 28 \text{ N/mm}^2]$$

$$0.85 - 0.05 (\sigma_B - 28) / 7 \quad [28 \text{ N/mm}^2 < \sigma_B < 56 \text{ N/mm}^2]$$

$$0.65 \quad [56 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_B]$$

k_2 ：ストレスブロック係数 $k_2 = k_1 / 2$

k_3 ：ストレスブロック係数 $k_3 = 0.85$

σ_B ：コンクリート圧縮強度(N/mm²)

b ：梁幅(mm)

d_c ：圧縮側普通鉄筋に対する有効高さ(mm)

d_p ：PC 鋼材に対する有効高さ(mm)

d ：引張側普通鉄筋に対する有効高さ(mm)

②プレストレス率 λ

プレストレス率 λ は①梁曲げ終局強度で求めた値を使用して、圧縮合力位置における PC 鋼材と梁主筋のモーメントより以下の式で求めた。

$$\lambda = \frac{M_p}{M_p + M_r}$$

ここで、 M_p ：梁曲げ終局時における PC 鋼材の負担分(N)

$$M_p = T_p(d_p - k_2 \cdot x_n)$$

M_r ：梁曲げ終局時における普通鉄筋の負担分(N)

$$M_r = C_s(k_2 \cdot x_n - d_c) + T_y(d - k_2 \cdot x_n)$$

③柱曲げ終局強度

柱曲げ終局耐力 M_{cu} は 2001 年改訂版既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説¹⁾の多段配筋を考慮した以下の式で求めた。

$$\text{圧縮軸力のとき} \quad M_{cu} = 0.5a_g \cdot \sigma_y \cdot g_1 \cdot D + 0.5N \cdot D \left(1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot \sigma_B}\right)$$

$$\text{引張軸力のとき} \quad M_{cu} = 0.5a_g \cdot \sigma_y \cdot g_1 \cdot D + 0.5N \cdot g_1 \cdot D$$

ここで、 a_g ：柱鉄筋の全断面積(mm²)

σ_y ：主筋の降伏強度(N/mm²)

g_1 ：引張鉄筋重心と圧縮鉄筋重心との距離の柱断面せいに対する比

D ：柱せい(mm)

N ：柱軸力(N)

b ：柱幅(mm)

σ_B ：コンクリートの圧縮強度(N/mm²)

④柱・梁せん断強度

柱・梁せん断強度 V_{cu} 、 Q_{bu} は2001年改訂版既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説¹⁾の以下の修正荒川式で求めた。

$$V_{cu}, Q_{bu} = \left\{ \frac{\alpha \cdot p_t^{0.23} (18 + \sigma_B)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_0 \right\} b \cdot j$$

ここで、 α ：係数 minimum(下限値)のとき $\alpha = 0.053$ 、mean(平均値)のとき $\alpha = 0.068$

p_t ：引張鉄筋比(%)

σ_B ：コンクリートの圧縮強度(N/mm²)

$M/(Q \cdot d)$ ：部材のせん断スパン比 $[1 \leq M/(Q \cdot d) \leq 3]$

p_w ：せん断補強筋比 $p_w = 0.012 [p_w \geq 0.012]$

σ_{wy} ：せん断補強筋の降伏強度(N/mm²)

σ_0 ：軸方向応力度(N/mm²) $\sigma_0 = 8 [\sigma_0 \geq 8]$

※PRC 梁は有効プレストレス力による軸方向応力度を σ_0 とした

b ：部材幅(mm)

j ：応力中心間距離(mm) $j = 7/8 d$

⑤接合部せん断強度

柱梁接合部パネルのせん断強度 V_{ju} は鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説³⁾の以下の式で求めた。

$$V_{ju} = \kappa \cdot \phi \cdot F_j \cdot b_j \cdot D_j$$

ここで、 κ ：接合部の形状による係数 十字形接合部のとき $\kappa = 1.0$

ϕ ：補正係数 平均値のとき $\phi = 1.0$ 、下限値のとき $\phi = 0.85$

F_j ：接合部のせん断強度の基準値(N/mm²) $F_j = 0.8 \times \sigma_B^{0.7}$

σ_B ：コンクリートの圧縮強度(N/mm²)

b_j ：接合部の有効幅(mm) $b_j = b_b + b_{a1} + b_{a2}$

b_b ：梁幅(mm)

b_{ai} ： $b_i/2$ または $D/4$ の小さいほう(mm)

b_i ：梁両側面からこれに平行する柱側面までの長さ(mm)

D ：柱せい(mm)

D_j ：接合部の有効せい(mm) D_j は柱断面せい

⑥接合部曲げ終局強度

柱梁接合部パネルの曲げ終局強度 M_j は鉄筋コンクリート造柱梁接合部の終局強度に及ぼす梁および柱主筋量の影響(その 4)⁴⁾で塩原らが提案した以下の式で求めた。接合部内で柱と梁の引張主筋、接合部補強筋および柱中段筋が全て降伏して最大強度に達すると仮定して、接合部内主筋応力比 α_b, α_c の取りうる範囲(-1.0~1.0)で変化させたときの極値(最大値)を接合部曲げ終局強度 M_j とした。

$$M_j \cong \frac{(M_{jh} + M_{jv})2}{(\gamma_h + \gamma_v)2}$$

ここで、 M_{jh} ：水平方向の鉄筋の応力および梁軸力によるモーメント

$$M_{jh} \equiv \left\{ g_b + (1 - g_b)\alpha_b - \frac{(1 + \alpha_b^2 \kappa)T_b + (1 + \alpha_b \kappa)(N_b + T_h)}{b_c D_b \beta_3 f'_c} \right\} T_b D_b \\ + \frac{1}{2} \left\{ 1 - \frac{1}{2} \frac{(1 + \kappa)(N_b + T_h)}{b_c D_b \beta_3 f'_c} \right\} (N_b + T_h) D_b$$

M_{jv} ：鉛直方向の鉄筋の応力および柱軸力によるモーメント

$$M_{jv} \equiv \left\{ g_c + (1 - g_c)\alpha_c - \frac{(1 + \alpha_c^2 \kappa)T_c + (1 + \alpha_c \kappa)(N_c + T_m)}{b_c D_c \beta_3 f'_c} \right\} T_c D_c \\ + \frac{1}{2} \left\{ 1 - \frac{1}{2} \frac{(1 + \kappa)(N_c + T_m)}{b_c D_c \beta_3 f'_c} \right\} (N_c + T_m) D_c$$

γ_h ：水平方向のせん断力の影響を示す係数

$$\gamma_h = 1 - \frac{D_c}{L} \left\{ 1 + \frac{2(1 - \alpha_c \kappa)T_c + (1 - \kappa)N_c}{b_c D_c \beta_3 f'_c} \right\}$$

γ_v ：鉛直方向のせん断力の影響を示す係数

$$\gamma_v = 1 - \frac{D_b}{H} \left\{ 1 + \frac{2(1 - \alpha_b \kappa)T_b + (1 - \kappa)N_b}{b_c D_b \beta_3 f'_c} \right\}$$

g_b ：梁の引張側主筋と圧縮側主筋の重心間距離の梁せいに対する比(主筋間距離比)

g_c ：柱の引張側主筋と圧縮側主筋の重心間距離の柱せいに対する比(主筋間距離比)

α_b ：梁の引張側主筋と圧縮側主筋の応力の比 $\alpha_b = T_{b2}/T_b [-1 \leq \alpha_b \leq 1]$

α_c ：柱の引張側主筋と圧縮側主筋の応力の比 $\alpha_c = T_{c2}/T_c [-1 \leq \alpha_c \leq 1]$

N_b ：梁軸力(N)

N_c ：柱軸力(N)

T_b ：梁の引張側主筋の応力(N)

T_{b2} ：梁の圧縮側主筋の応力(N)

T_c ：柱の引張側主筋の応力(N)

T_{c2} ：柱の圧縮側主筋の応力(N)

T_h : 接合部補強筋の応力(N)

T_m : 柱中段筋の応力(N)

κ : 梁幅の柱幅に対する比 $\kappa = b_b/b_c$ [$\kappa \leq 1$]

b_b : 梁幅(mm)

b_c : 柱幅(mm)

D_b : 梁せい(mm)

D_c : 柱せい(mm)

β_3 : コンクリートストレスブロックの高さのコンクリート圧縮強度に対する比

f'_c : コンクリートの圧縮強度(N/mm²)

L : 梁の反曲点間距離(mm)

H : 柱の反曲点間距離(mm)

⑦断面解析による梁曲げ終局強度

柱および梁の曲げ終局耐力は Collins らが開発した断面解析プログラム Response2000⁵⁾を用い、平面保持を仮定した断面解析により算出した。断面解析には材料構成則として、鉄筋が完全弾塑性モデルとし、コンクリートが材料試験結果より得た応力-ひずみ関係を用いた。

- 1) 日本建築防災協会：2001年改訂版既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説，2007
- 2) 日本建築学会：プレストレスト鉄筋コンクリート(Ⅲ種 PC)構造設計・施工指針・同解説，2003
- 3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，1999
- 4) 楠原文雄，塩原等，他：鉄筋コンクリート造柱梁接合部の終局強度に及ぼす梁および柱主筋量の影響(その4)，日本地震工学会大会・2009梗概集，東京，pp. 28-35，2009.11.
- 5) M.P.Collins : Response-2000 Manual, Response-2000, <http://www.ecf.utoronto.ca/~bentz/r2k.htm>

第 3 章 実験結果

3-1 ひび割れ状況

図 3.1 に最終的なひび割れ状況を示す。全試験体で、梁の曲げひび割れ・曲げせん断ひび割れ・圧縮ひび割れ、柱の曲げひび割れ・かぶりコンクリート剥落、接合部中央の斜めひび割れ・かぶりコンクリート剥落、接合部入隅のかぶりコンクリート剥落が発生した。

柱梁曲げ強度比が大きい試験体 J1 は他の試験体より接合部の損傷が若干小さかった。これは柱に対する梁の曲げ終局強度が小さいことで、梁にも損傷が生じたためと考えられる。

最初は接合部中央のひび割れは水平に対して 45 度に近い角度であったが、変形の増大とともに柱主筋に沿って進展し徐々に立ってきた。

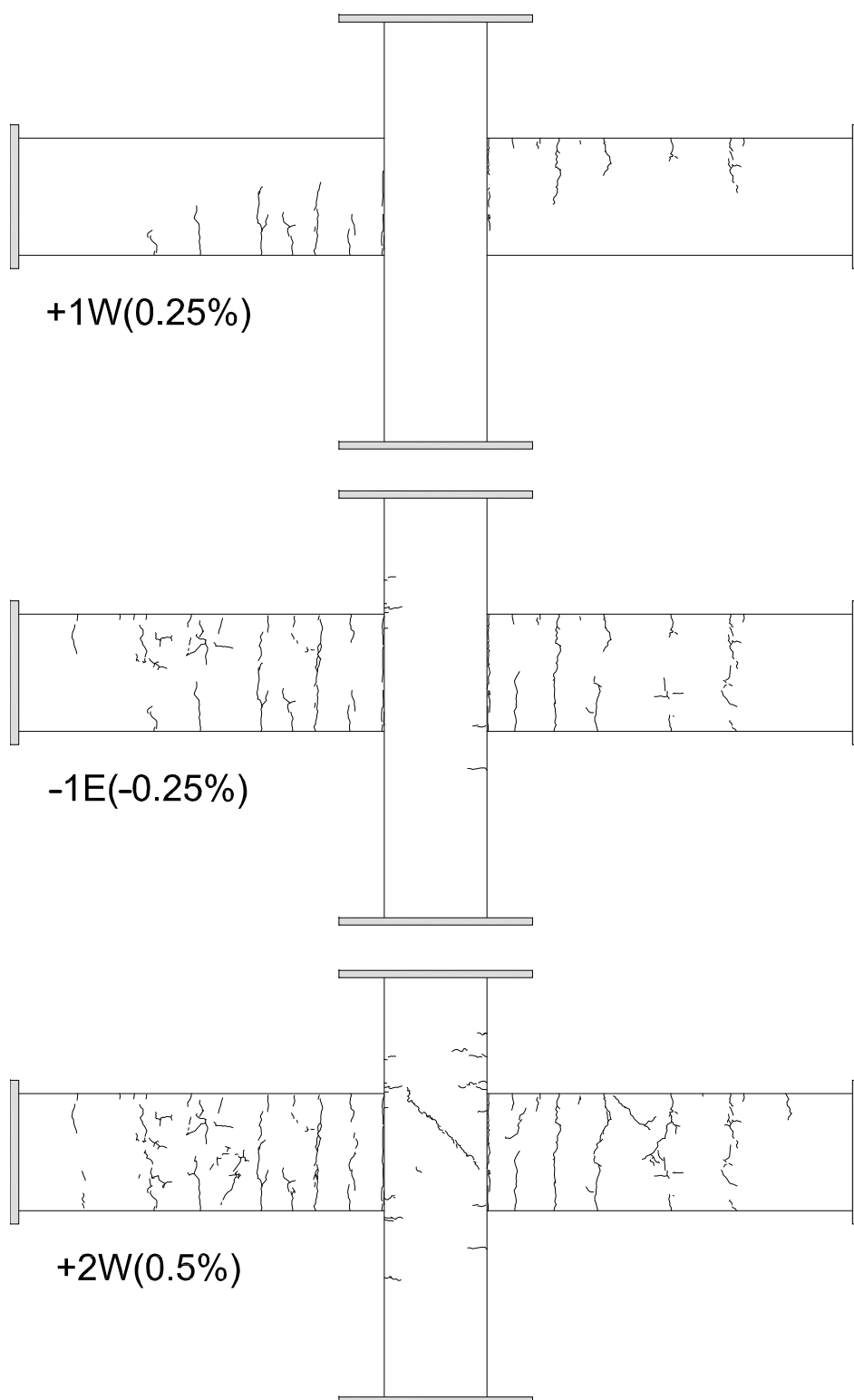


図 3.1(a) ひび割れ状況(J1)

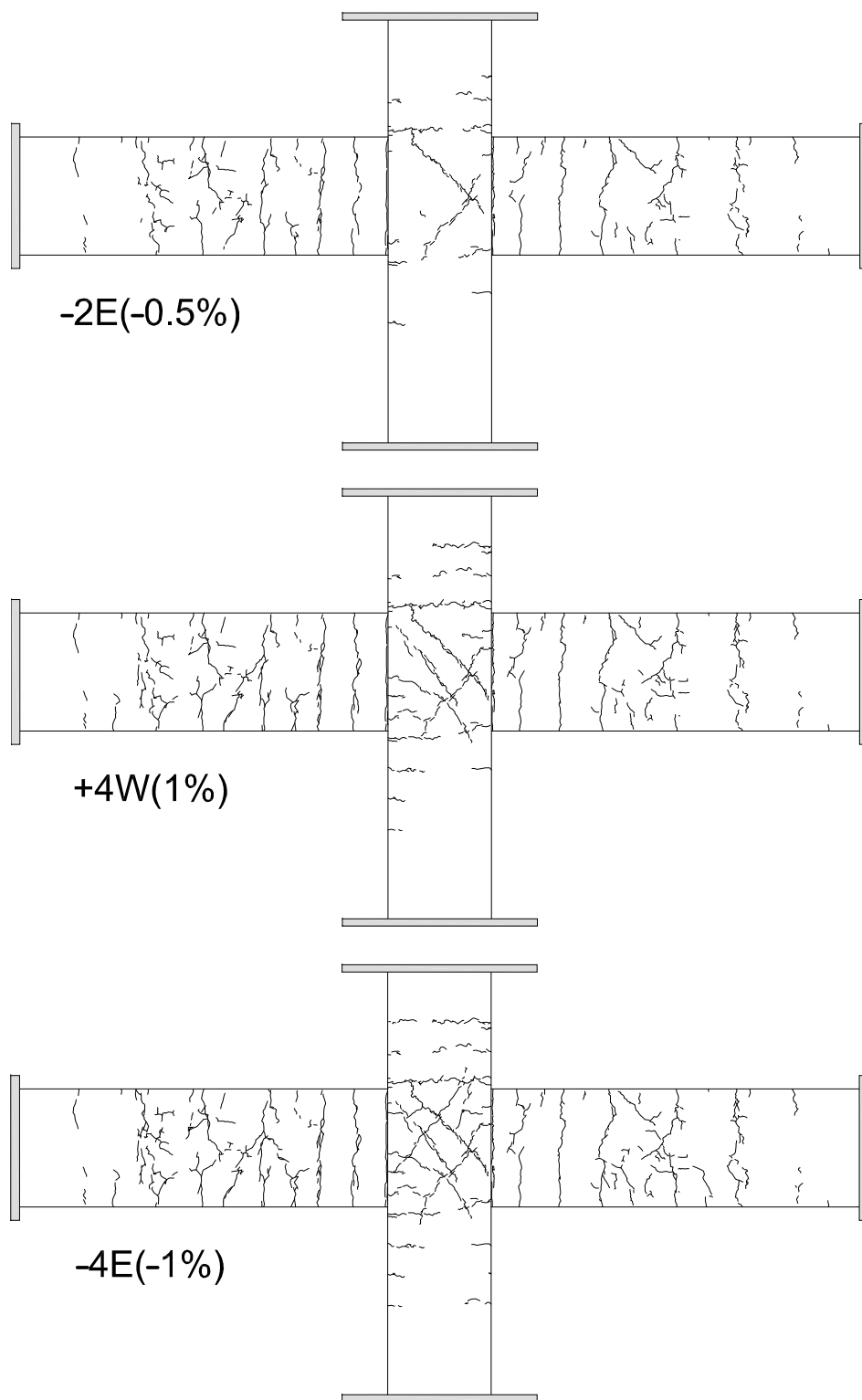


図 3.1(b) ひび割れ状況(J1)

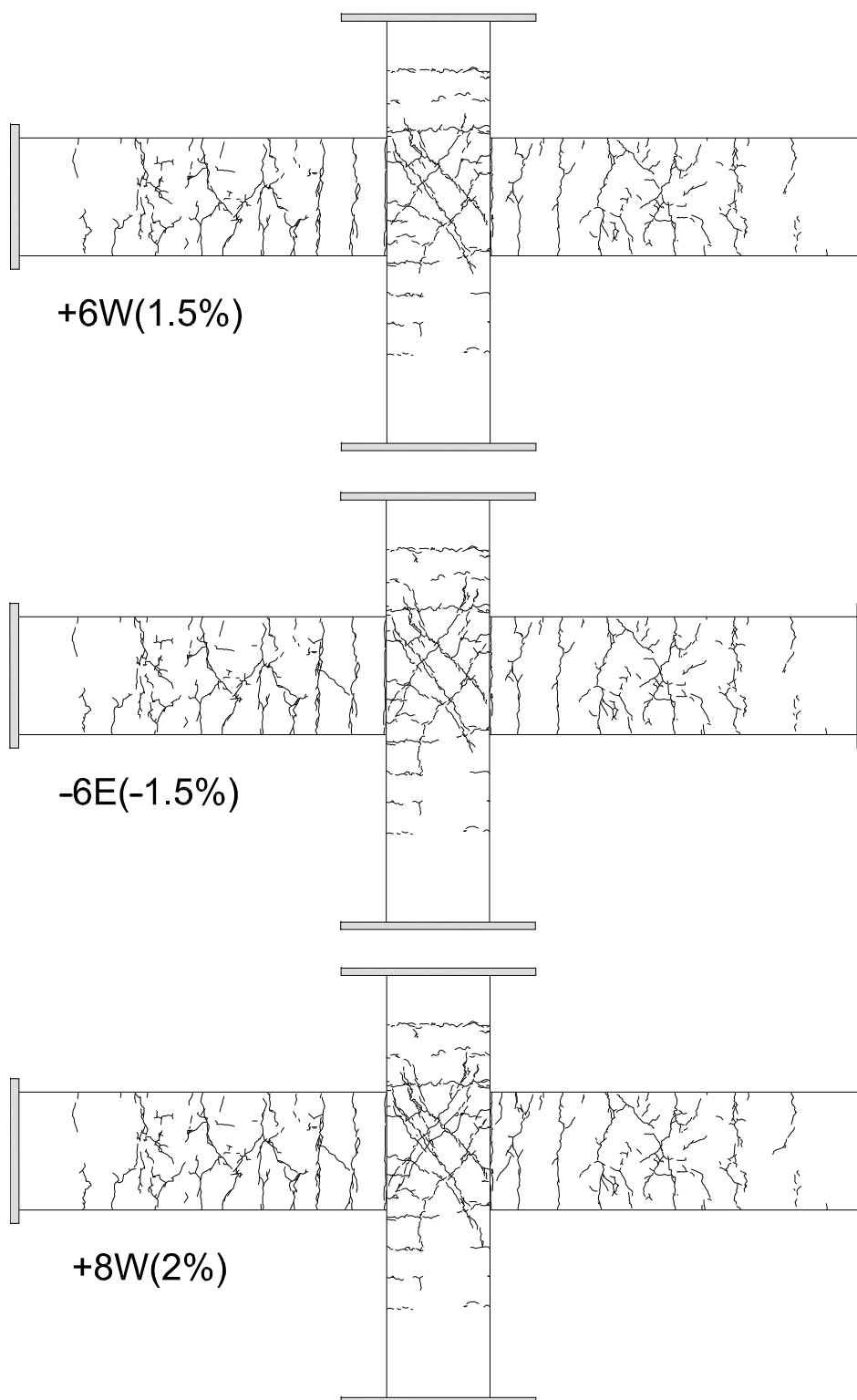


図 3.1(c) ひび割れ状況(J1)

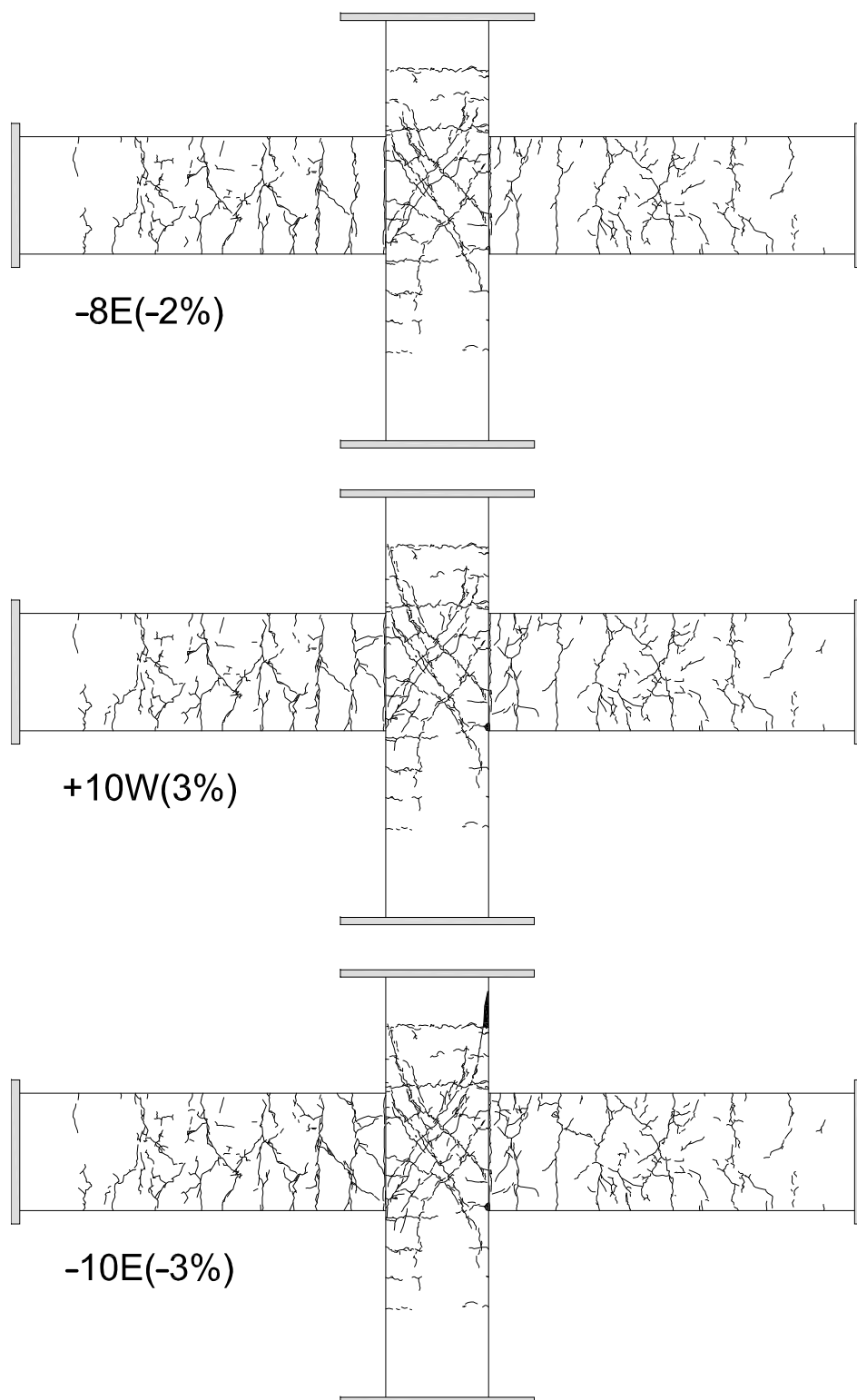


図 3.1(d) ひび割れ状況(J1)

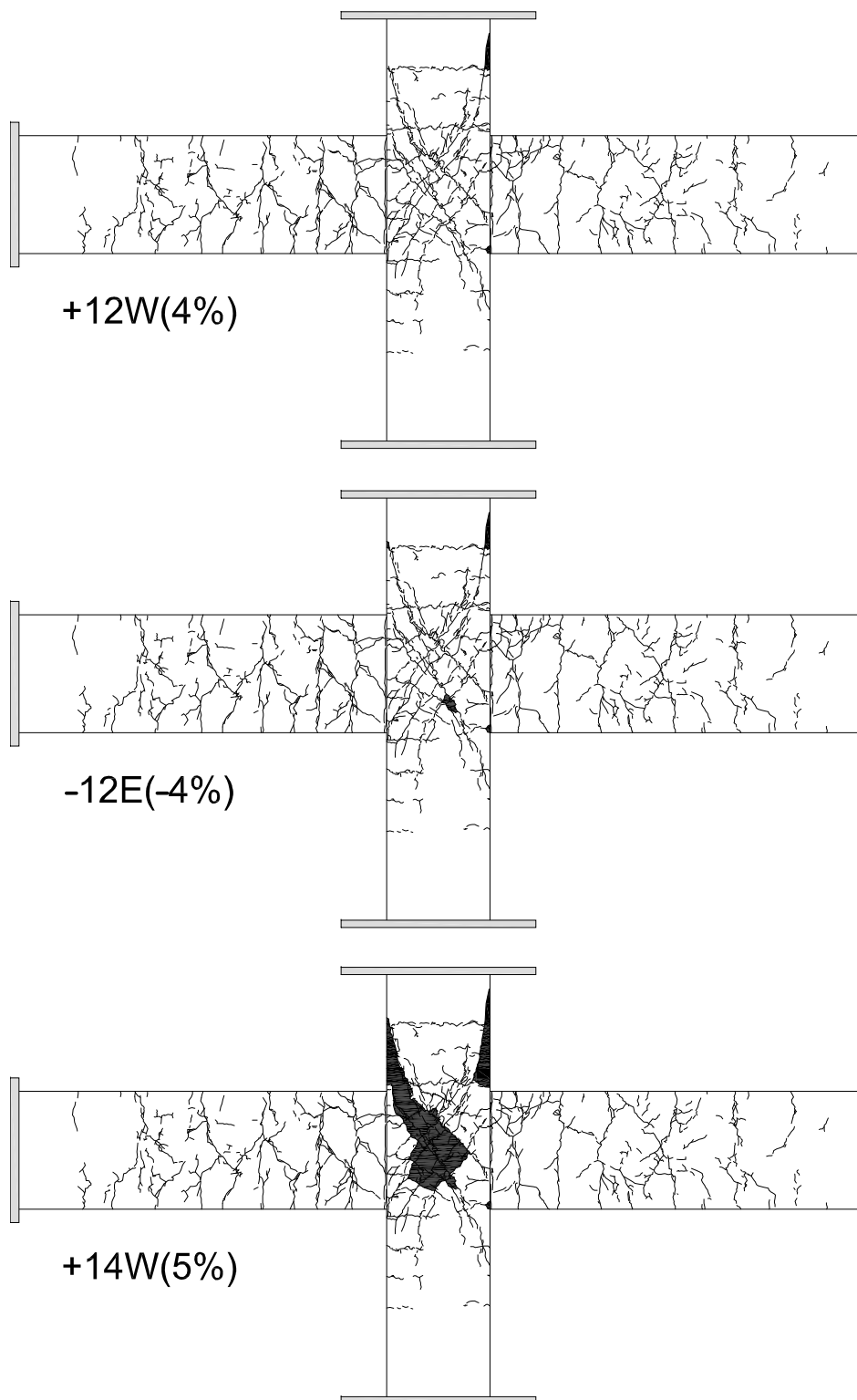


図 3.1(e) ひび割れ状況(J1)

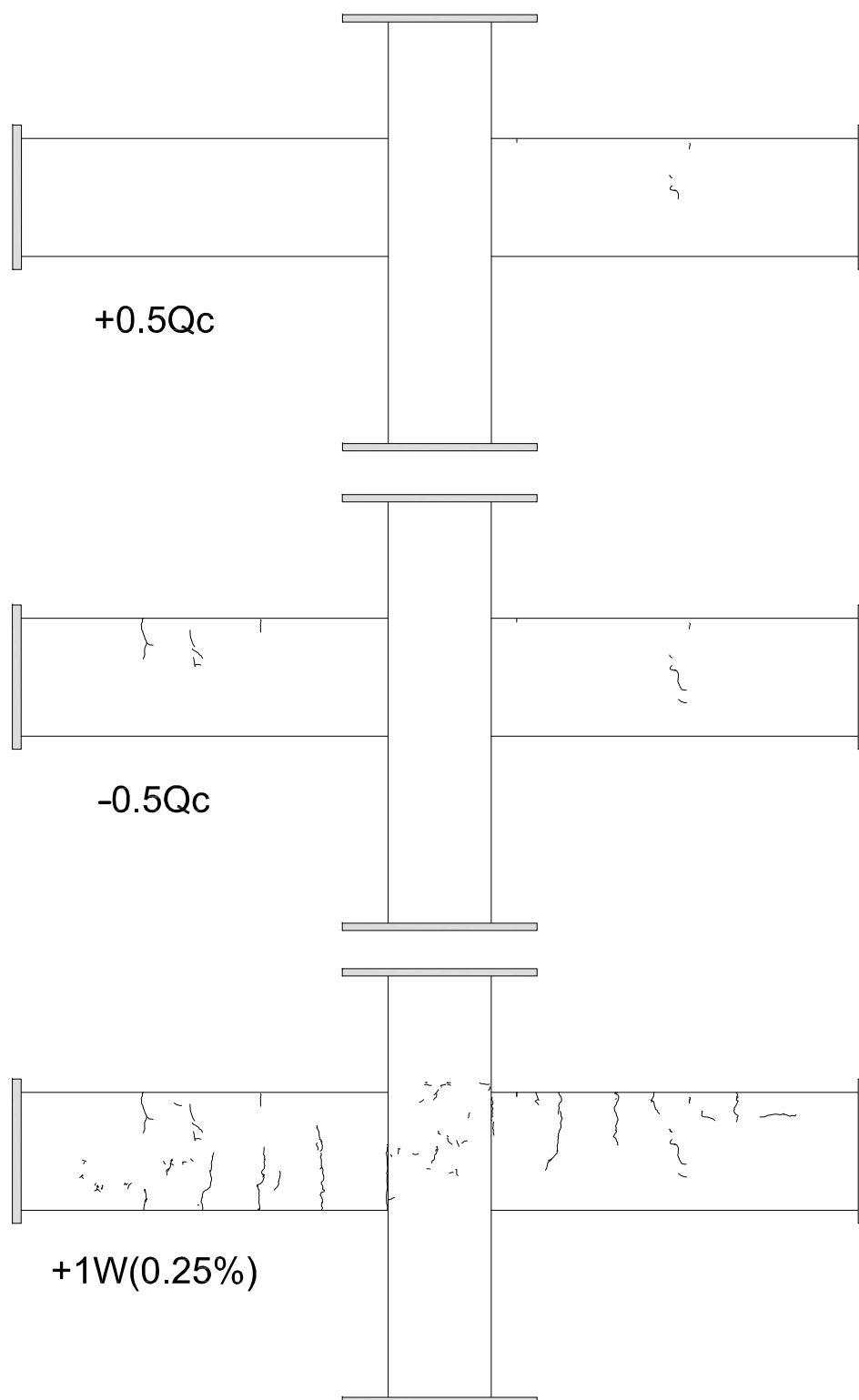


図 3.1(f) ひび割れ状況(J1)

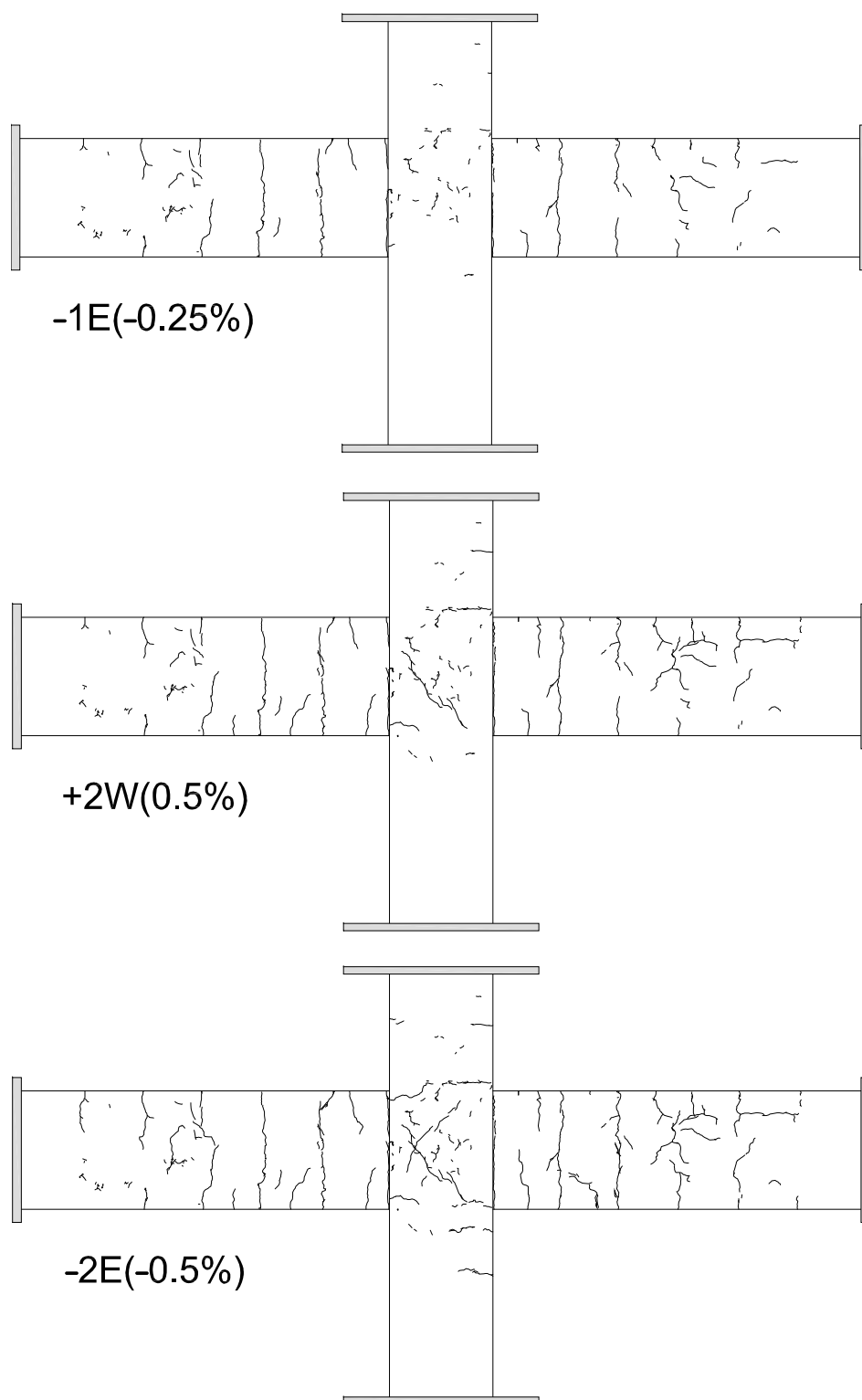


図 3.1(g) ひび割れ状況(J1)

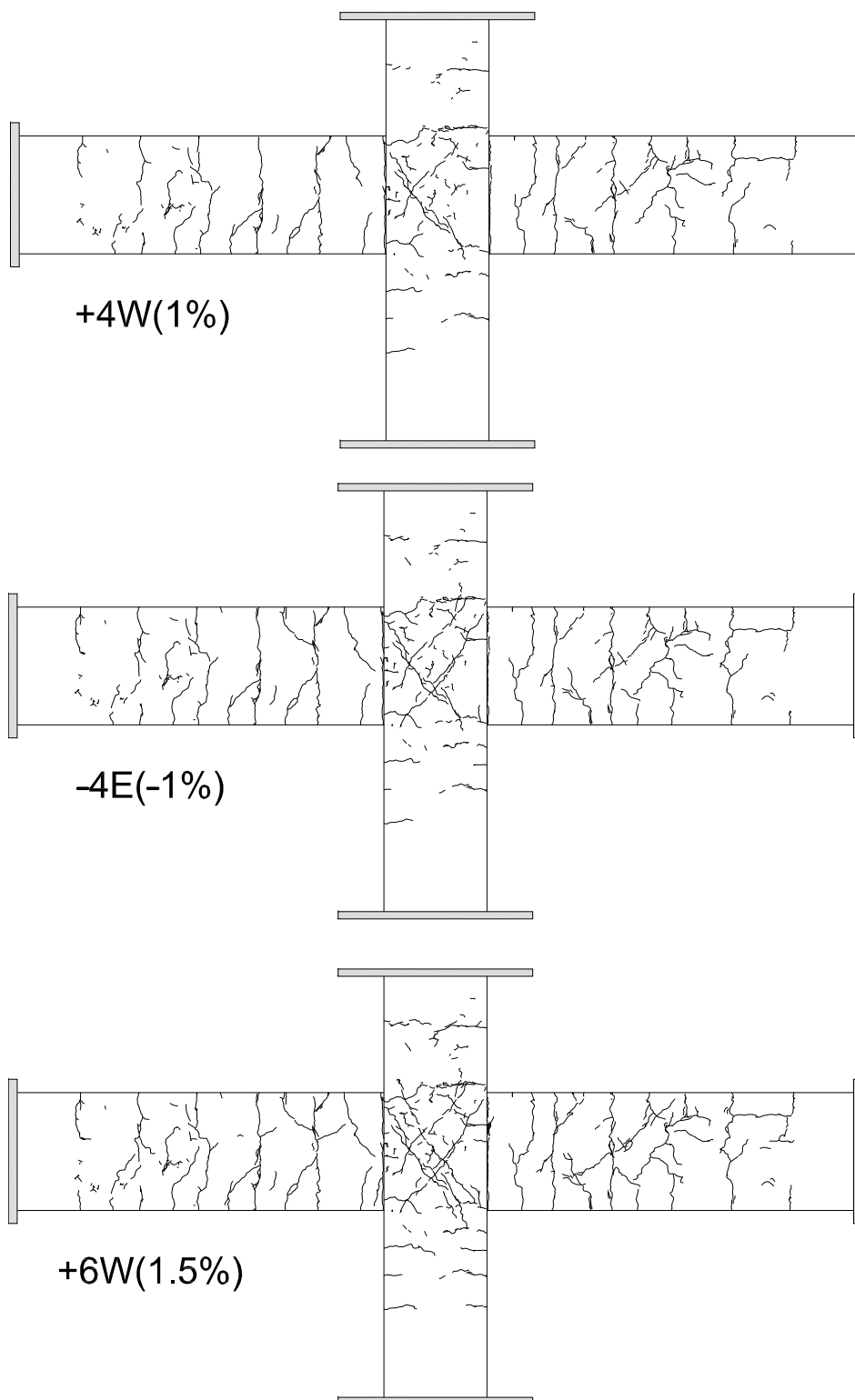


図 3.1(h) ひび割れ状況(J1)

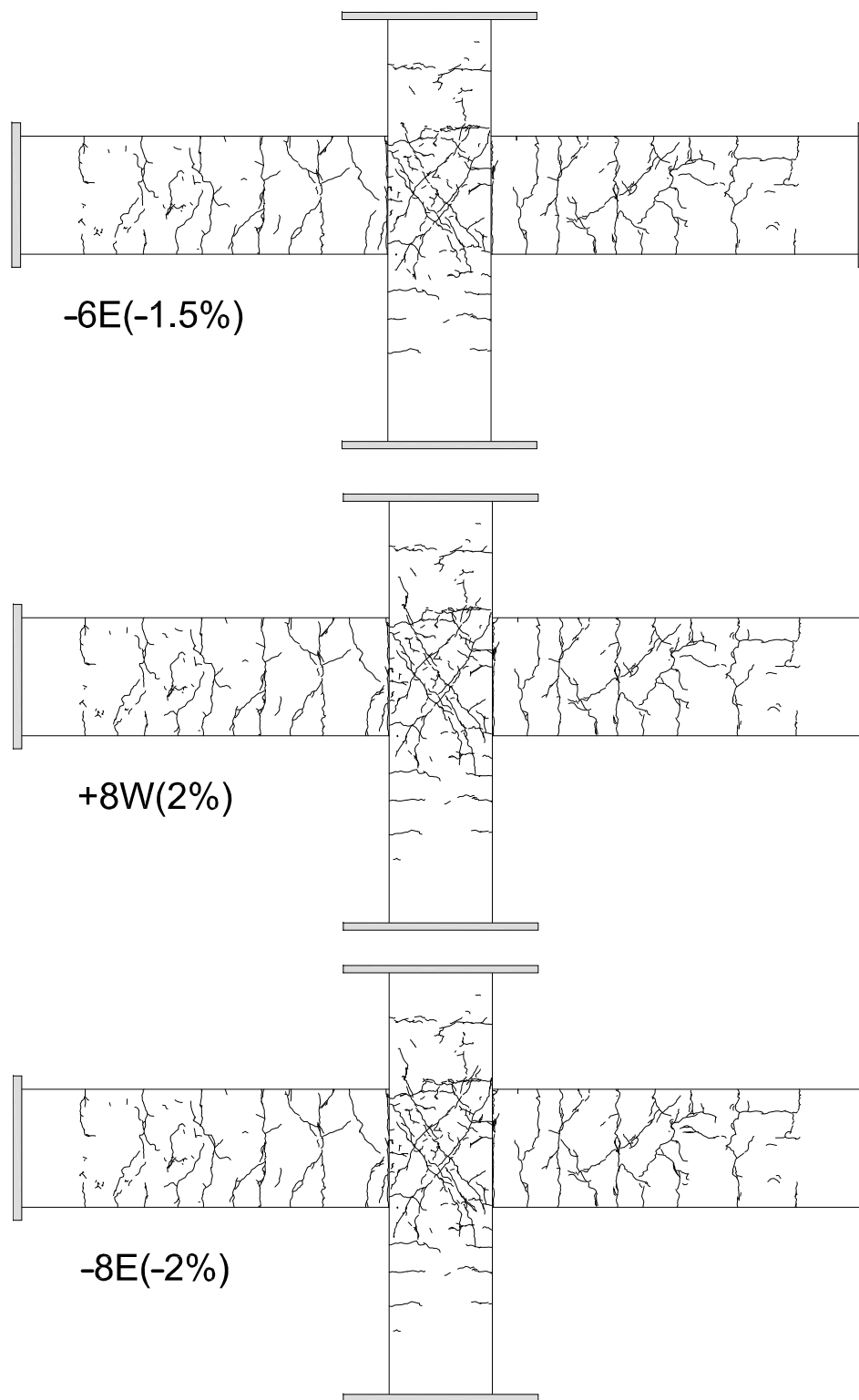


図 3.1(i) ひび割れ状況(J1)

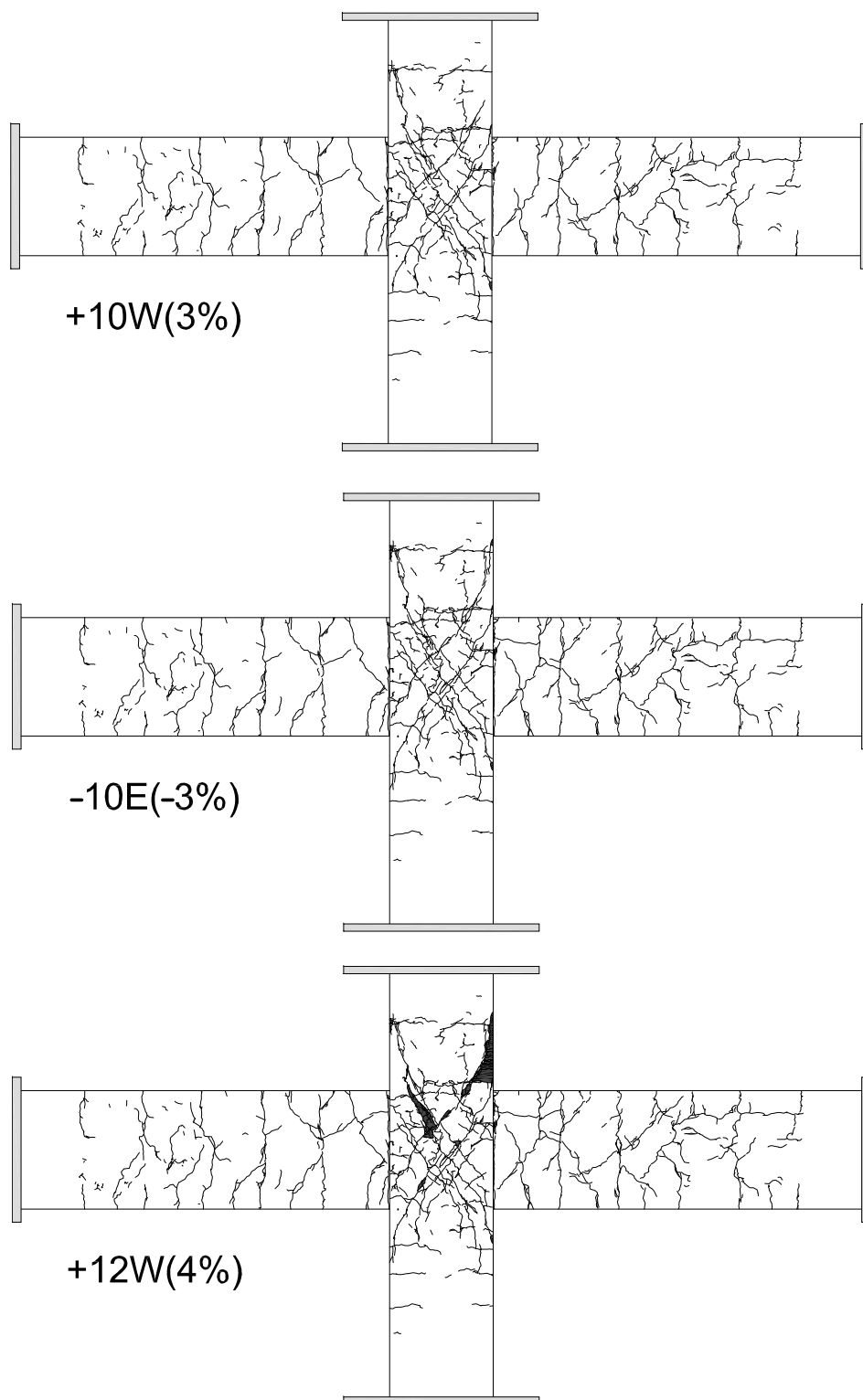


図 3.1(j) ひび割れ状況(J1)

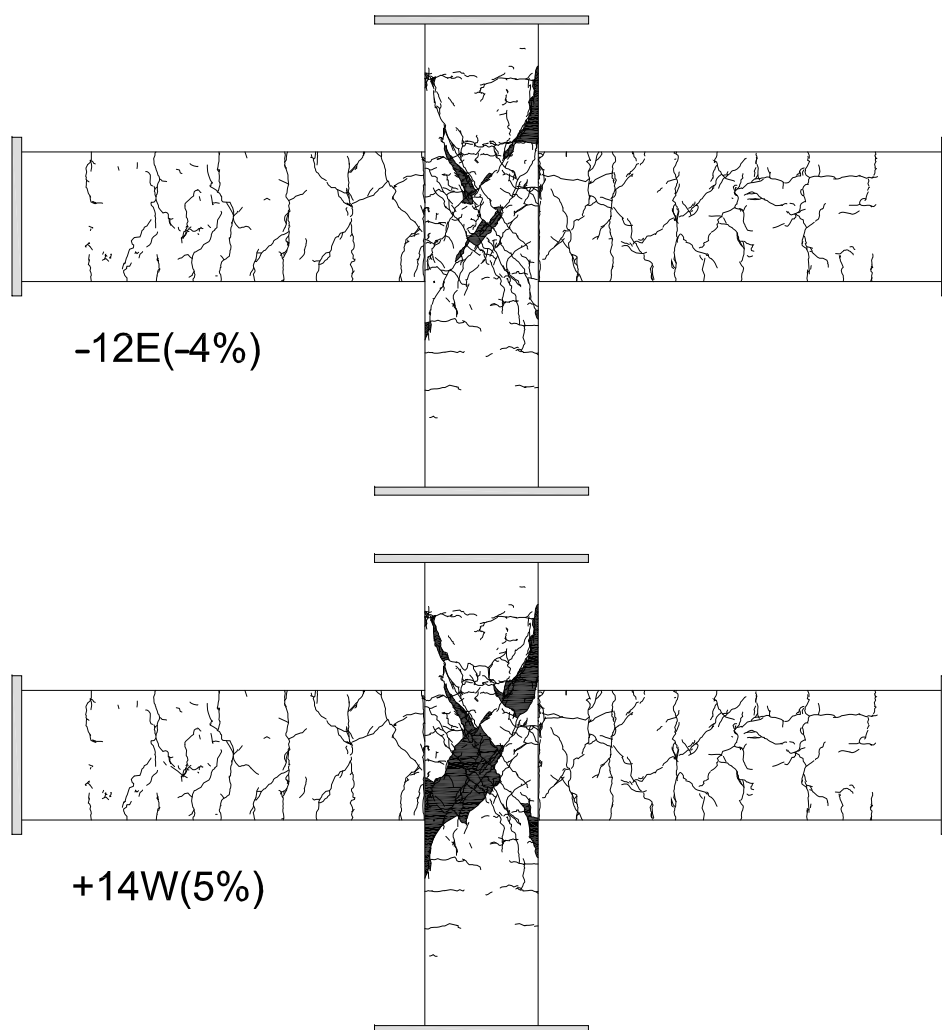


図 3.1(k) ひび割れ状況(J2)

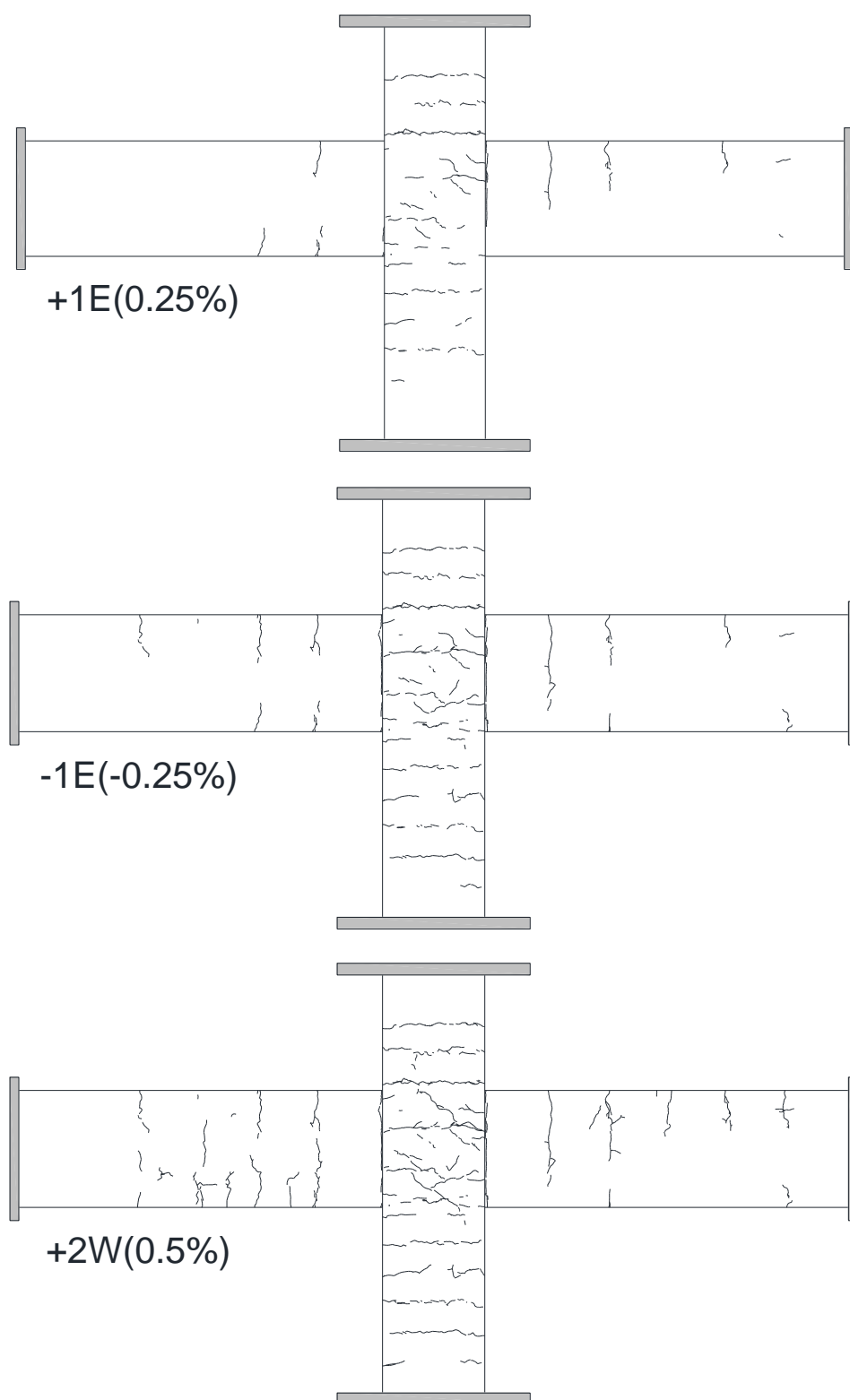


図 3.1(I) ひび割れ状況(J3)

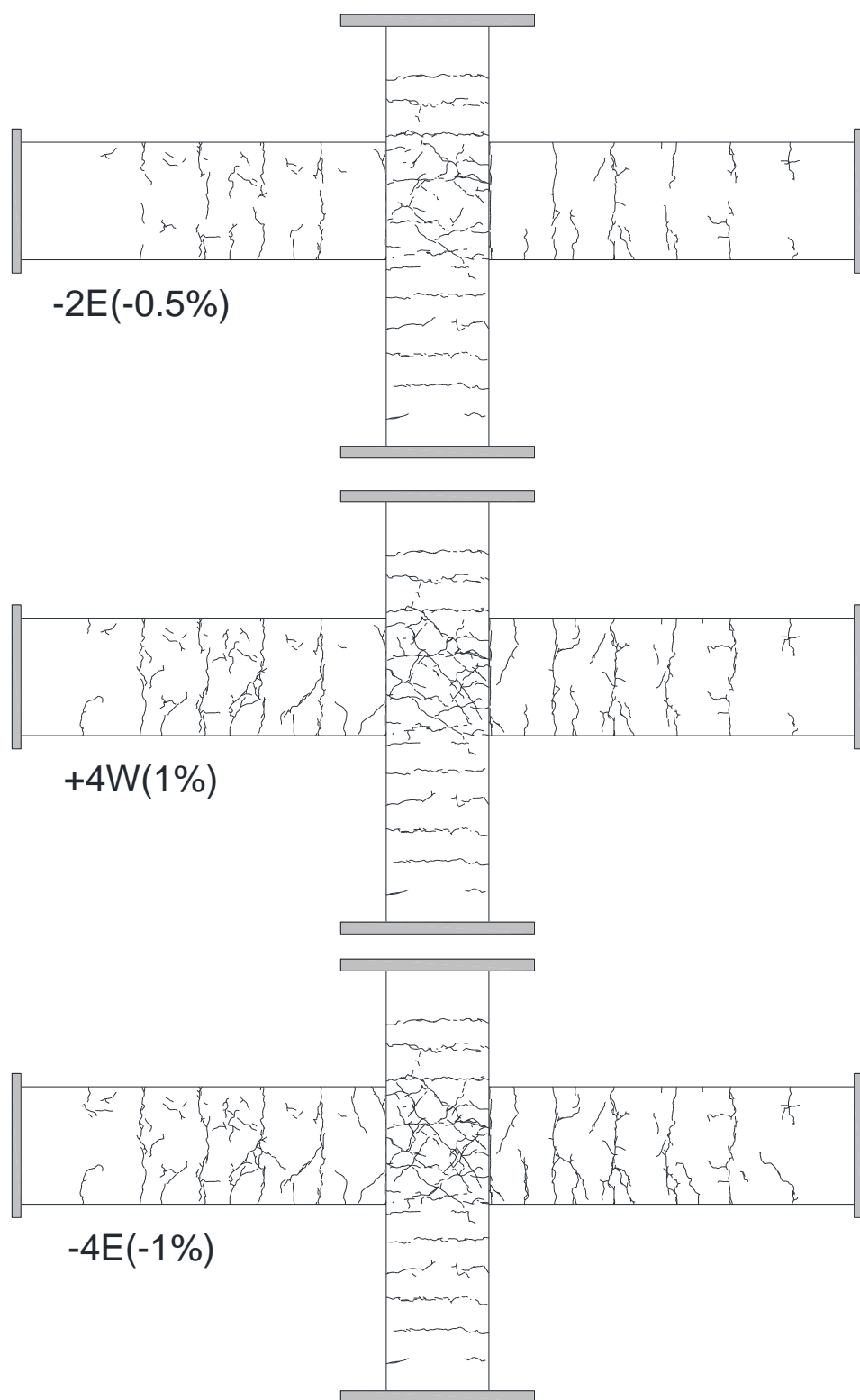


図 3.1(m) ひび割れ状況(J3)

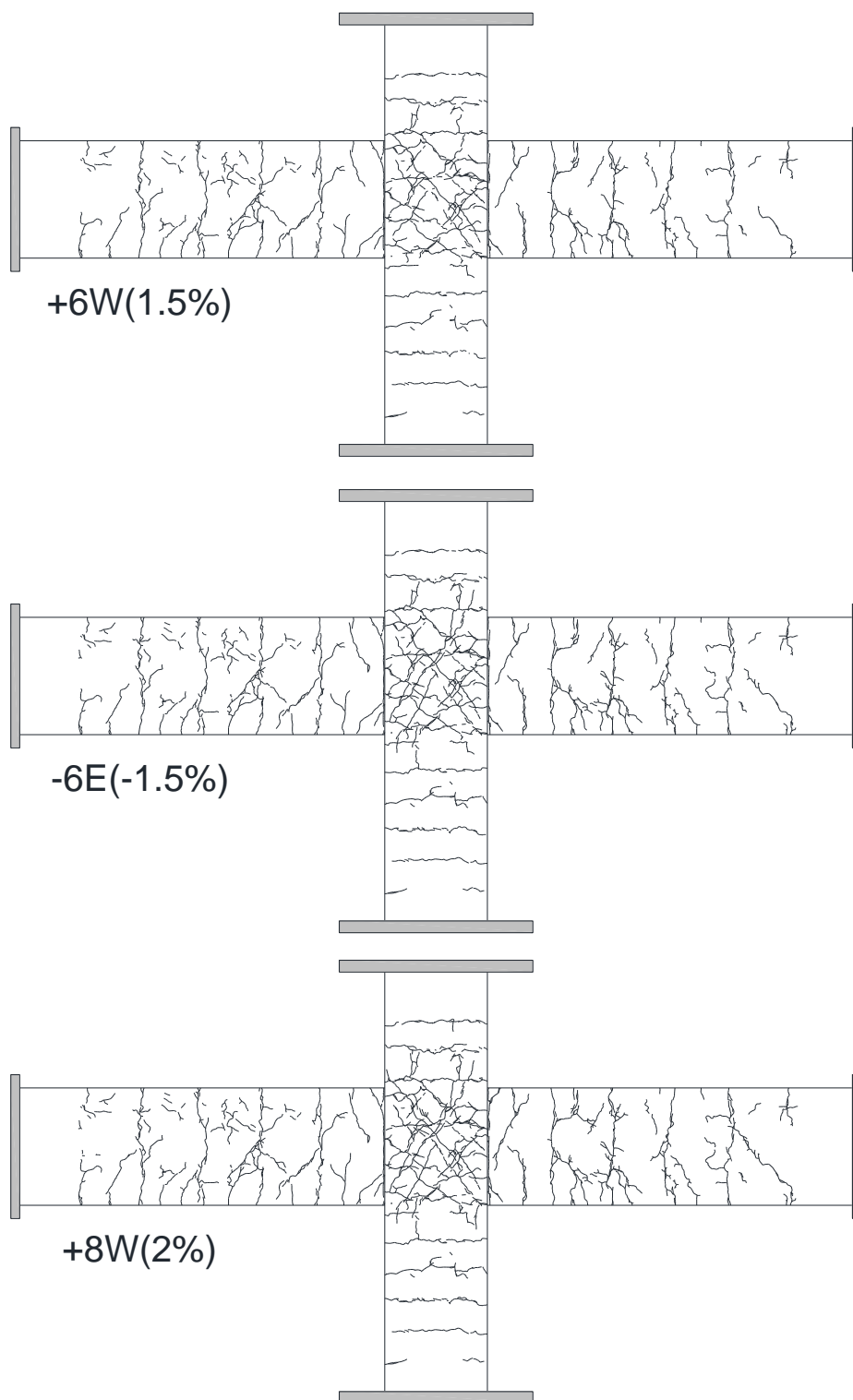


図 3.1(n) ひび割れ状況(J3)

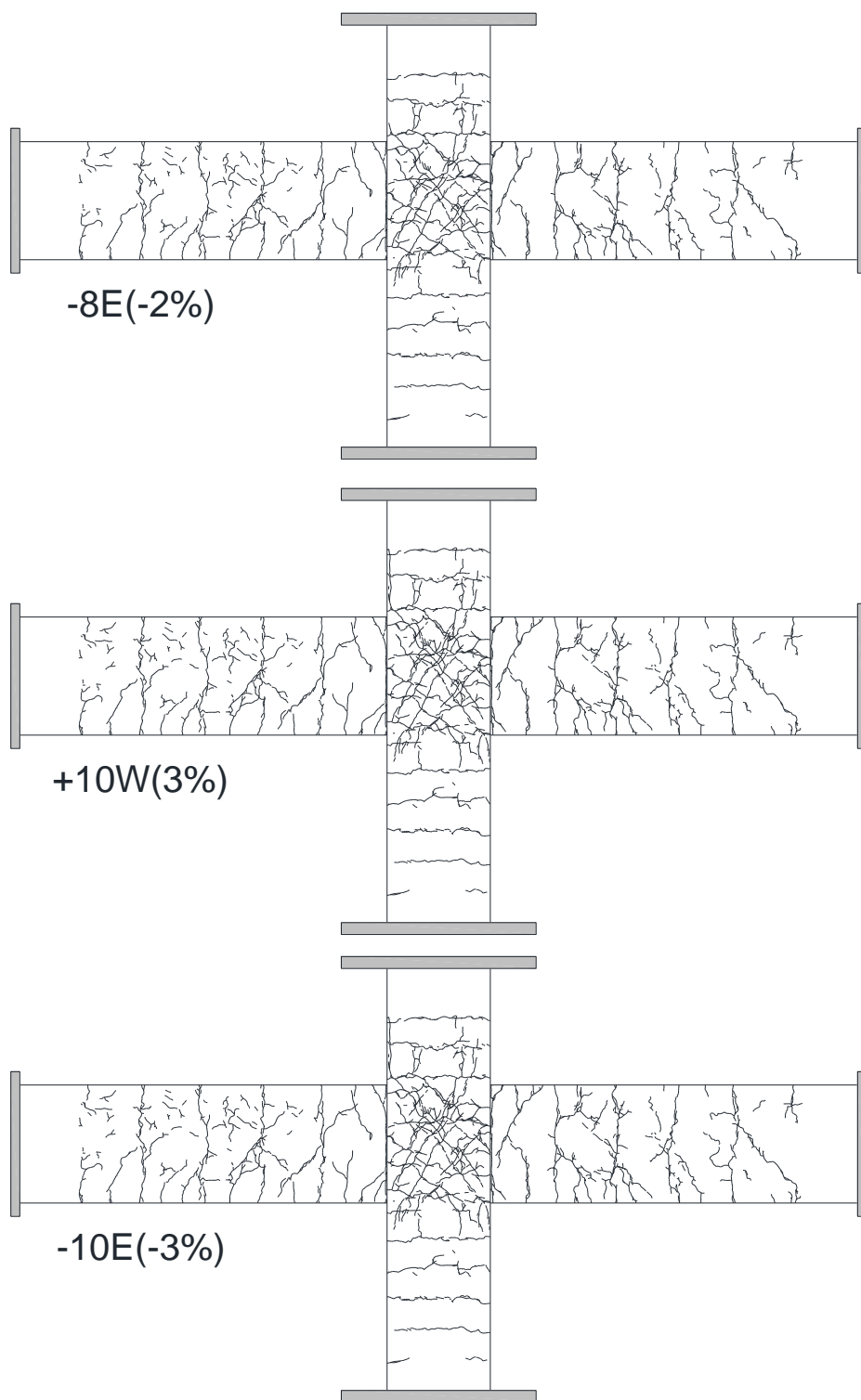


図 3.1(o) ひび割れ状況(J3)

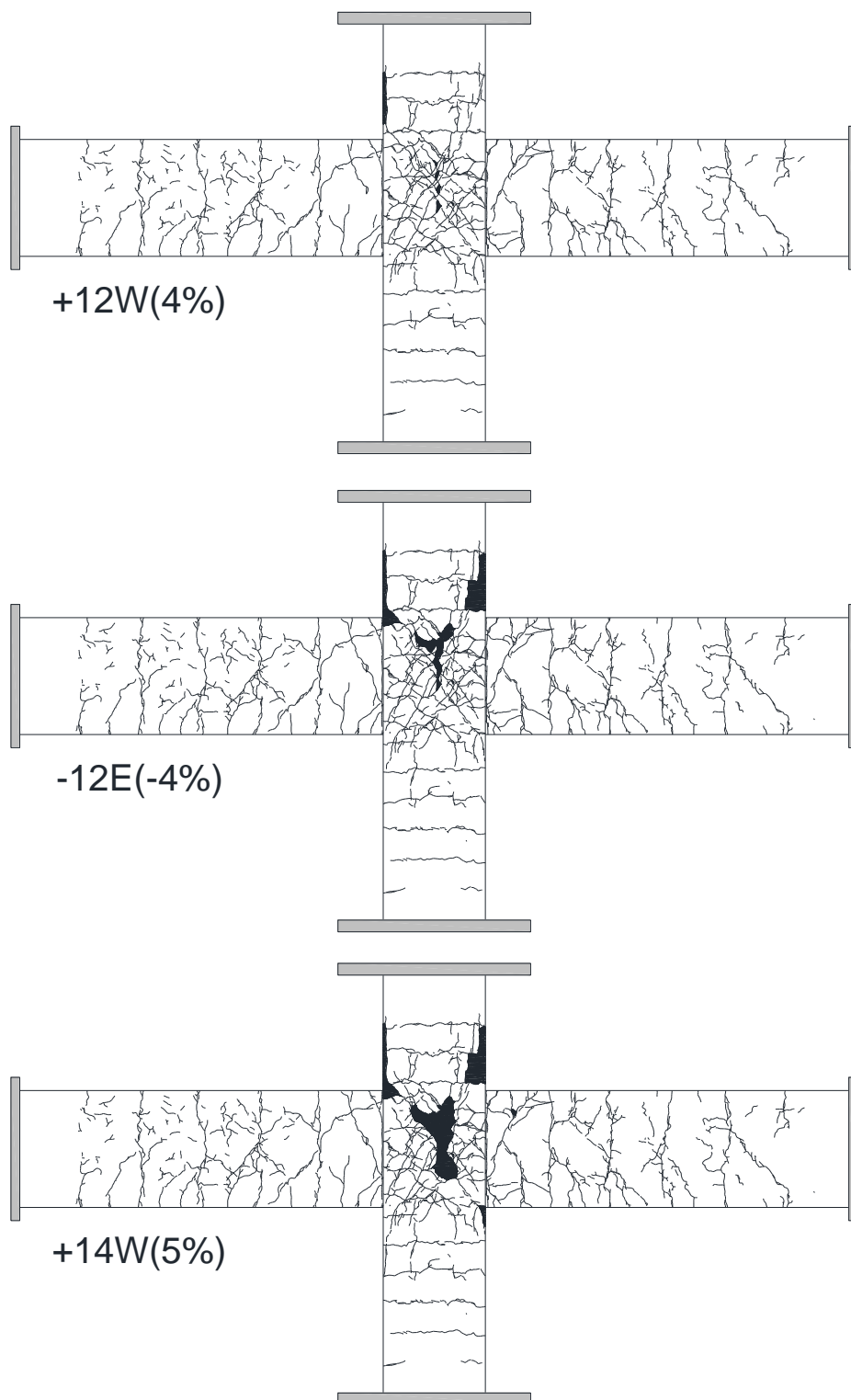


図 3.1(p) ひび割れ状況(J3)

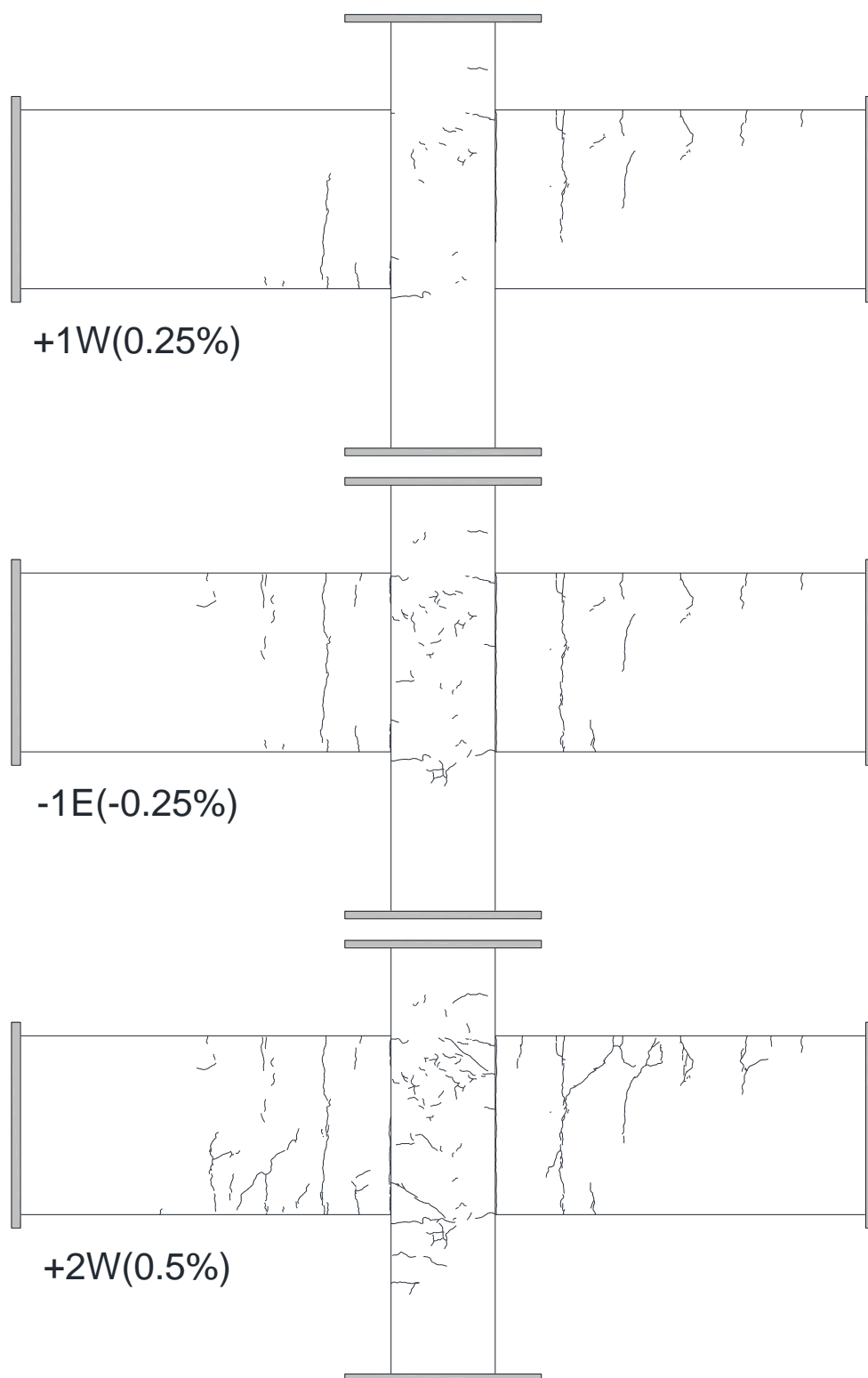


図 3.1(q) ひび割れ状況(J4)

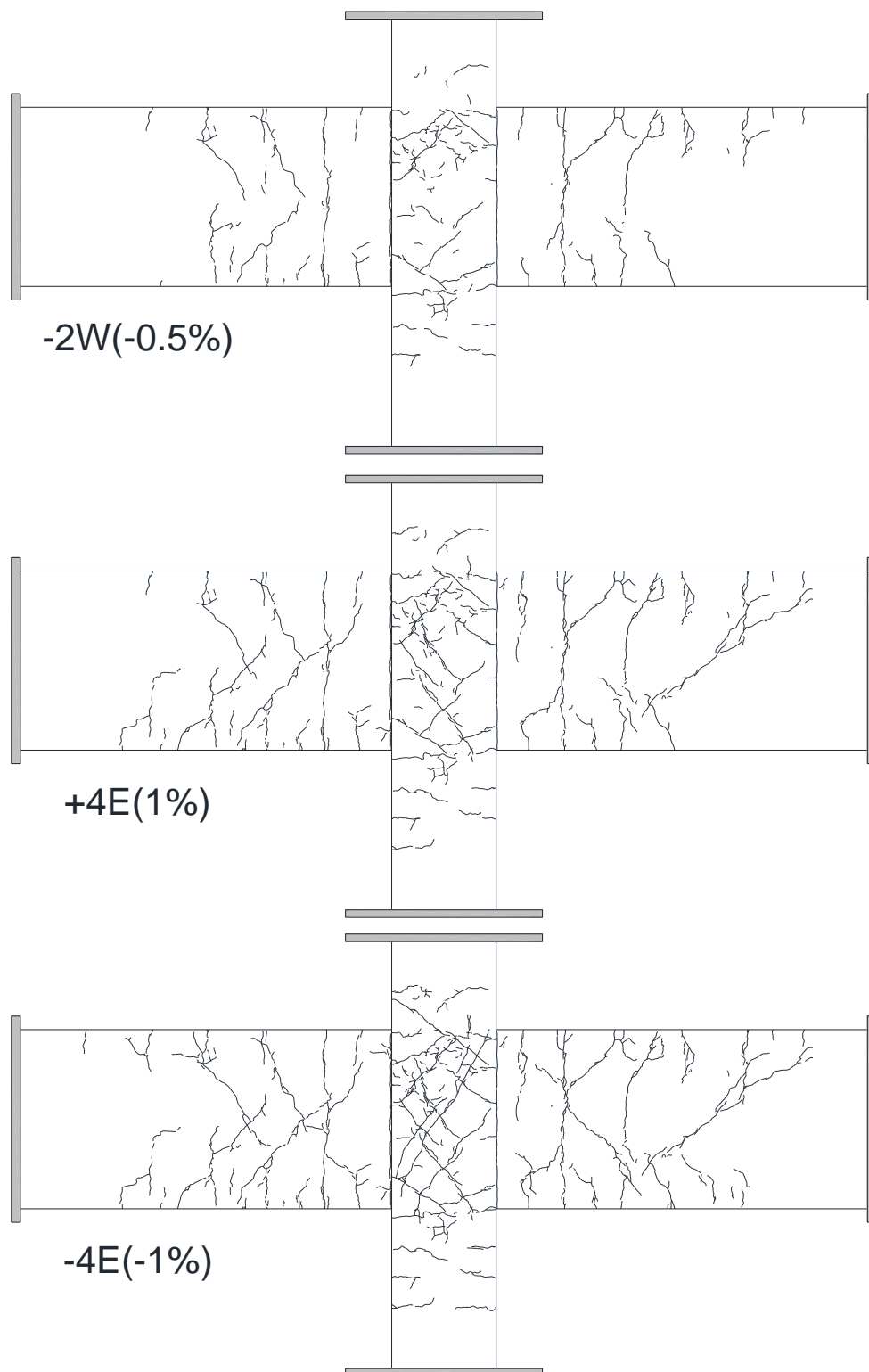


図 3.1(r) ひび割れ状況(J4)

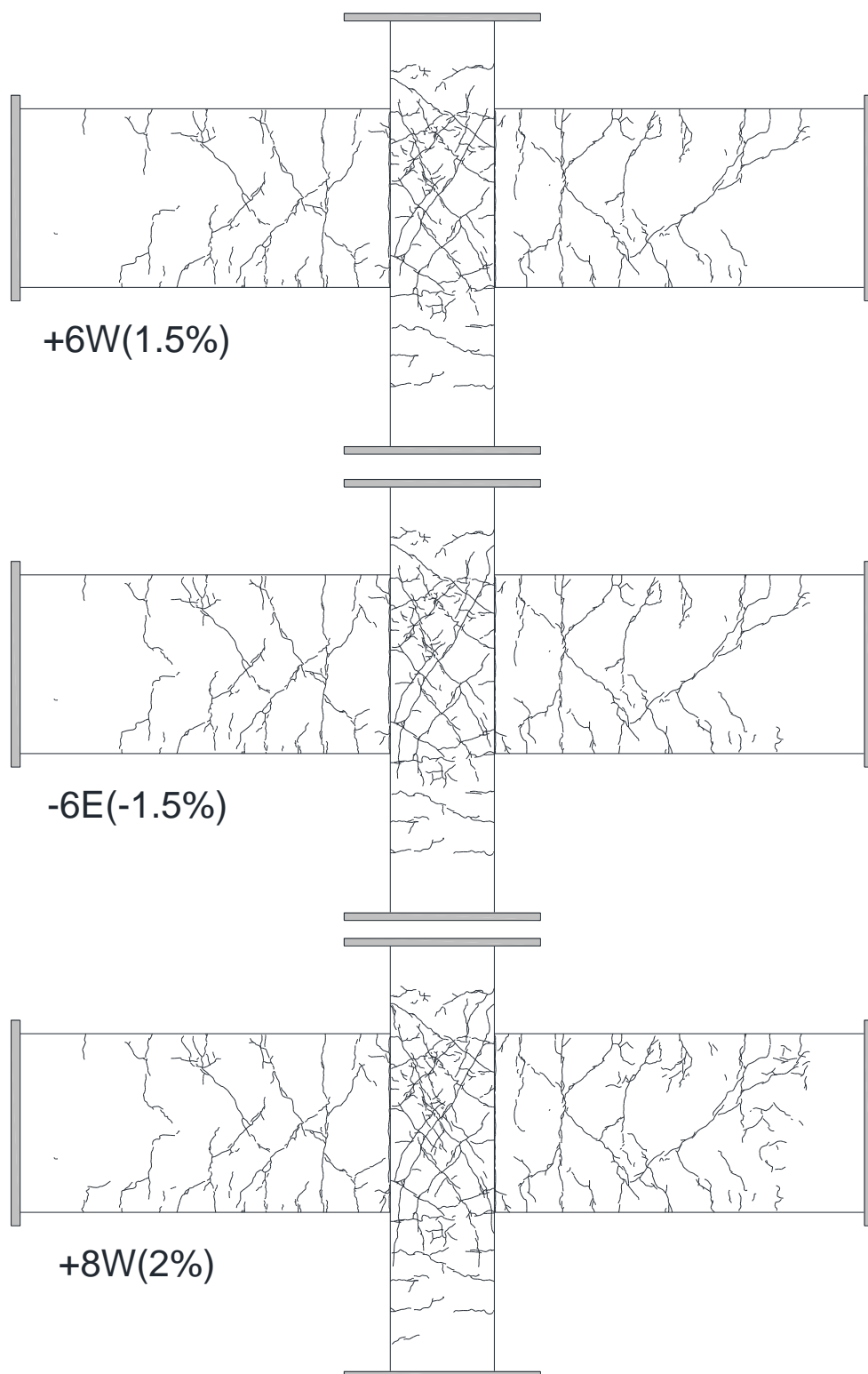


図 3.1(s) ひび割れ状況(J4)

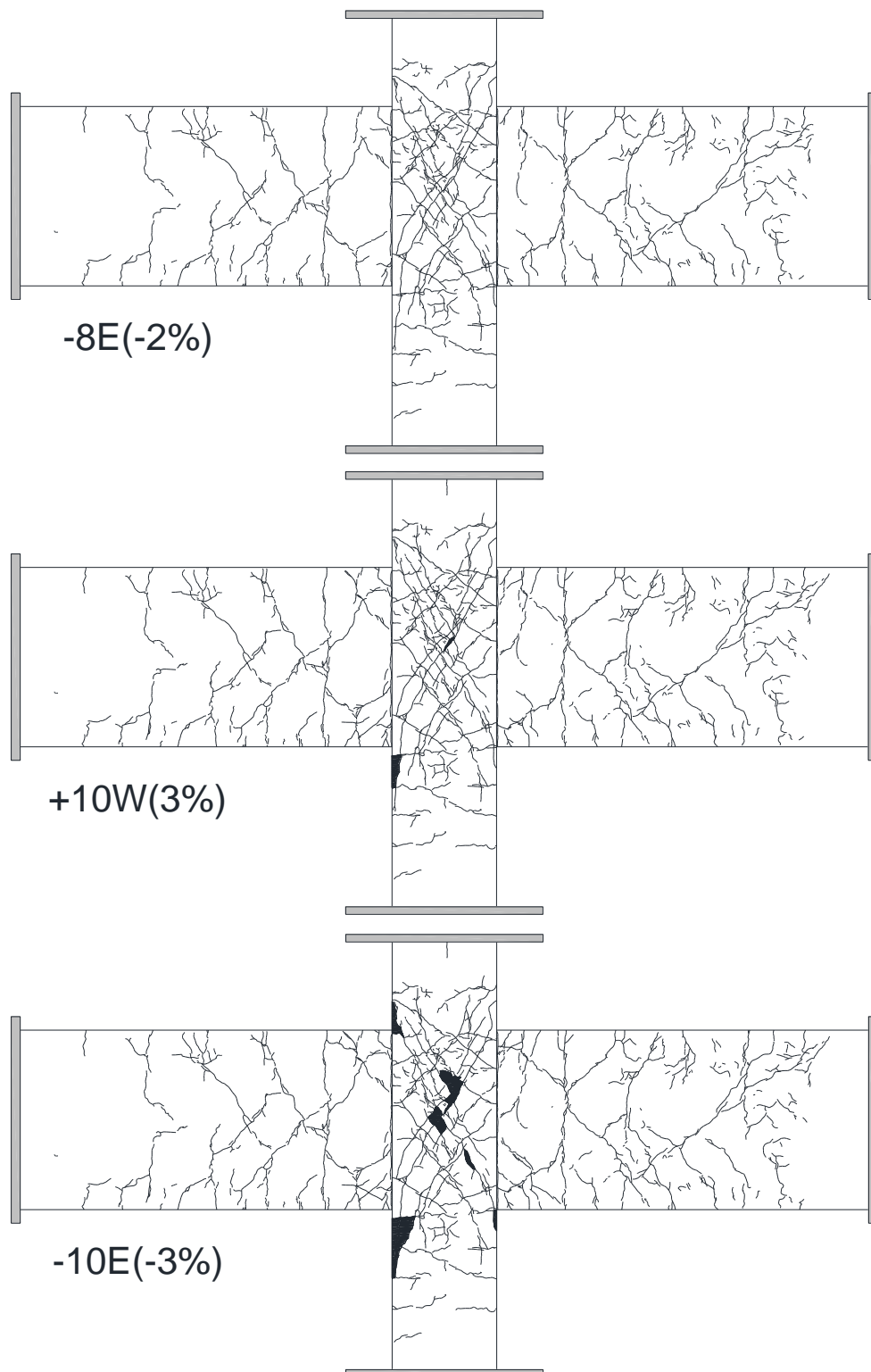


図 3.1(t) ひび割れ状況(J4)

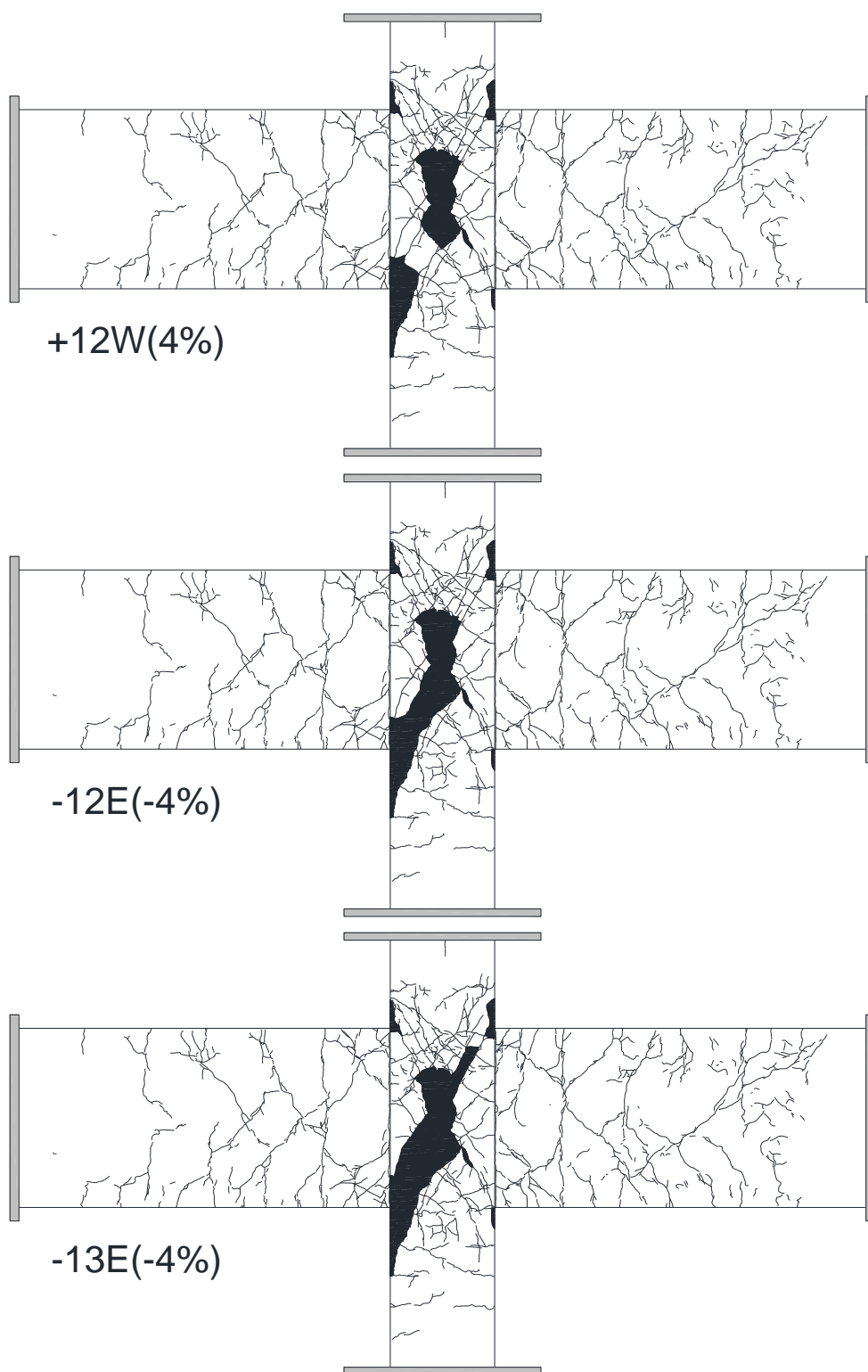


図 3.1(u) ひび割れ状況(J4)

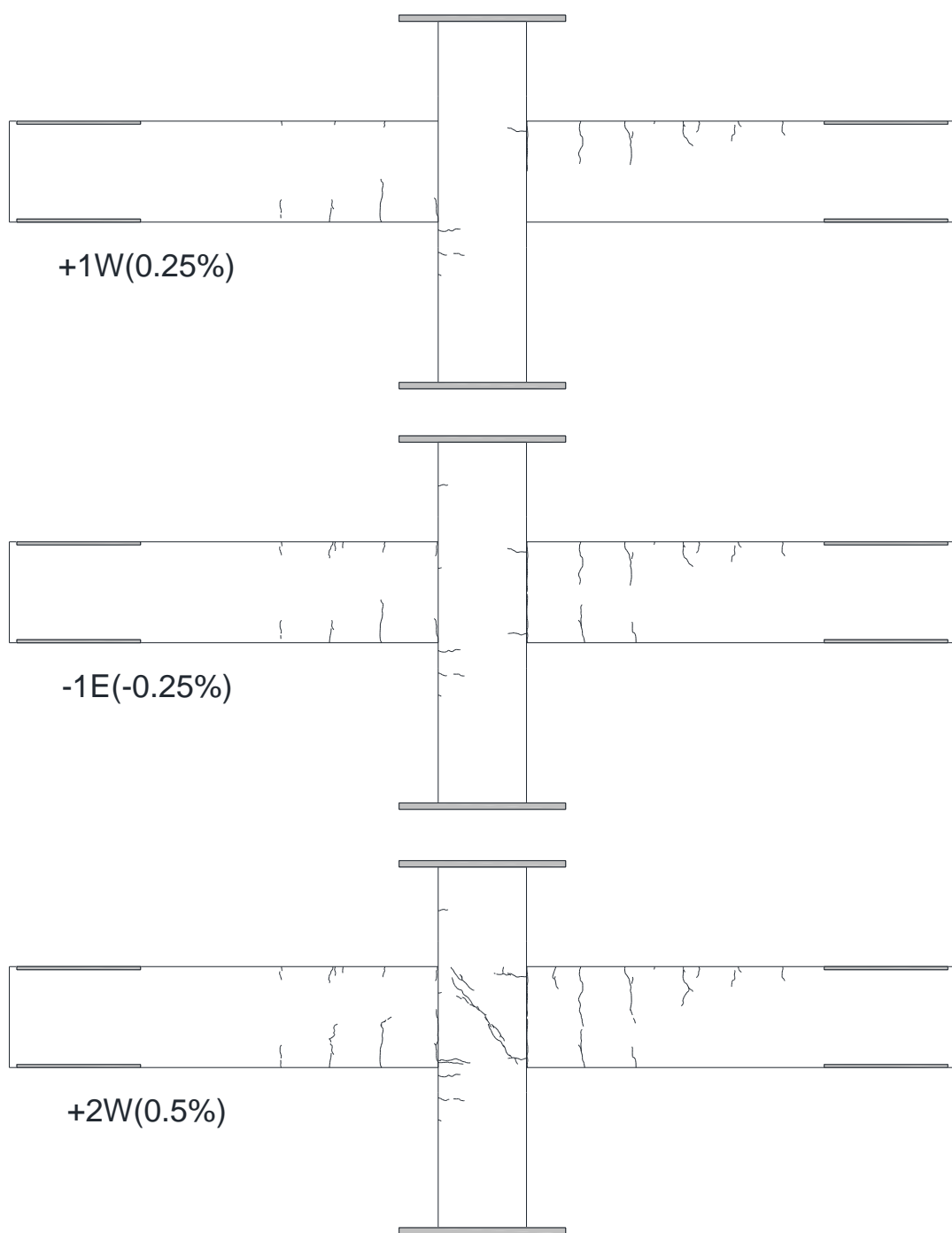


図 3.1(v) ひび割れ状況(J5)

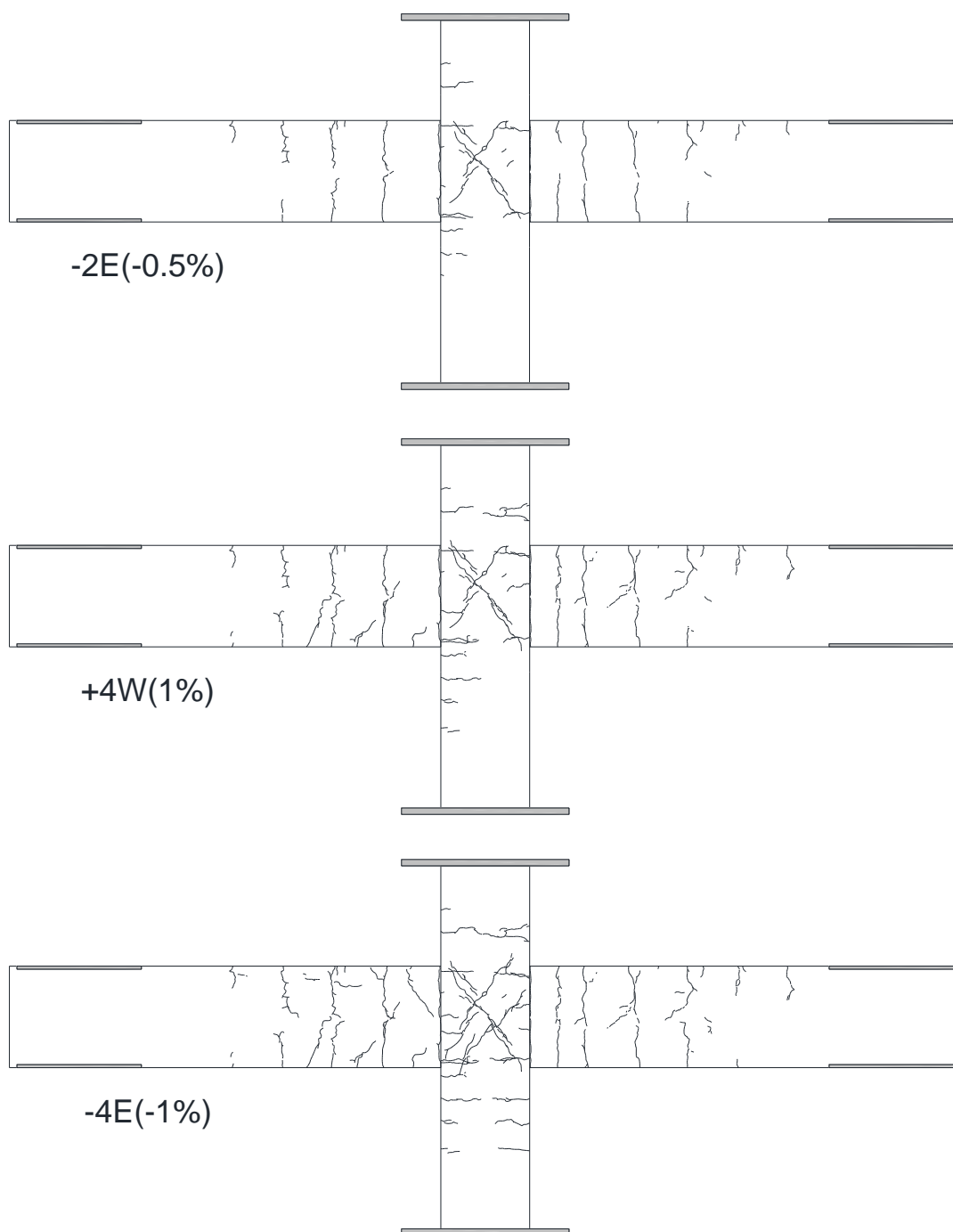


図 3.1(w) ひび割れ状況(J5)

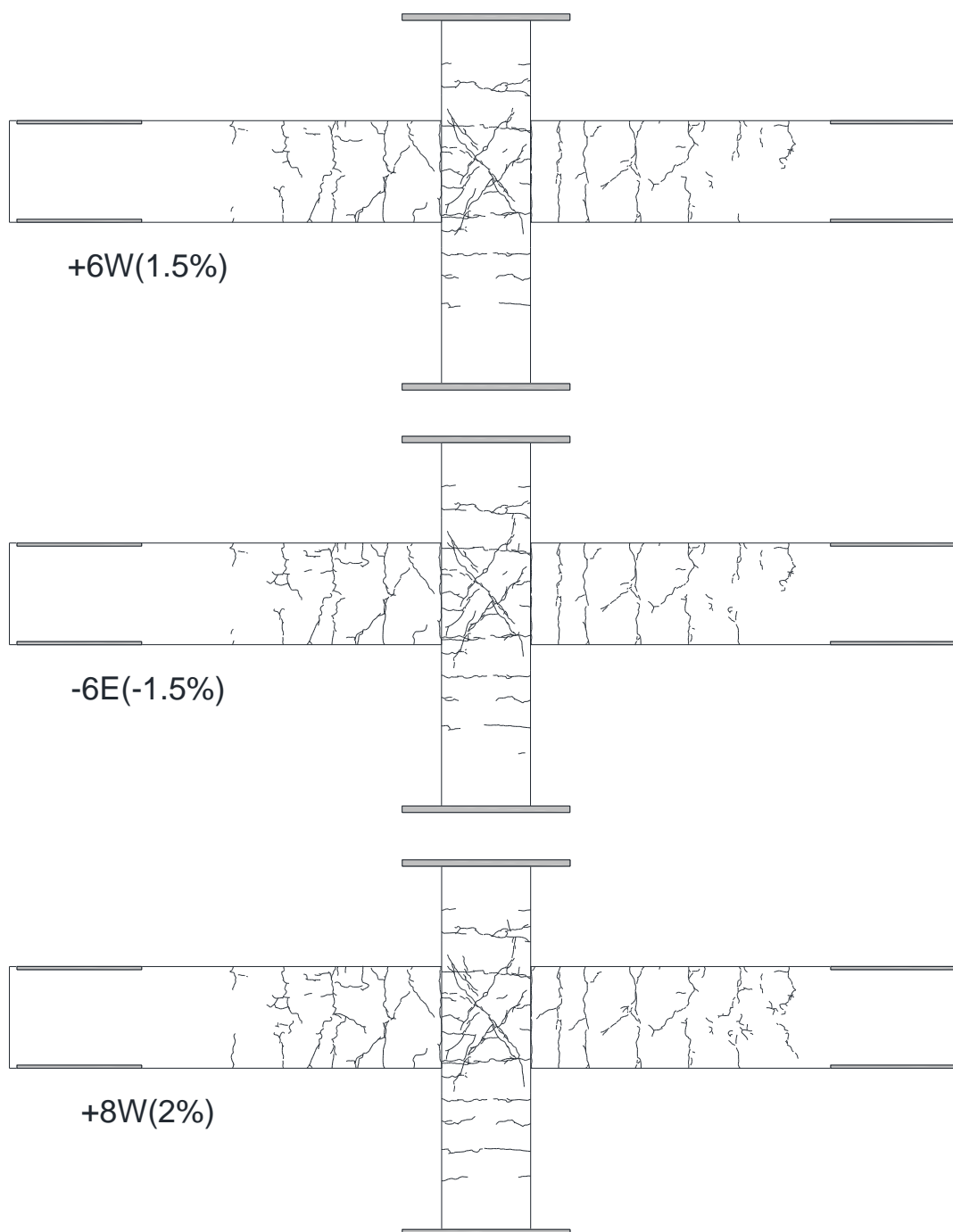


図 3.1(x) ひび割れ状況(J5)

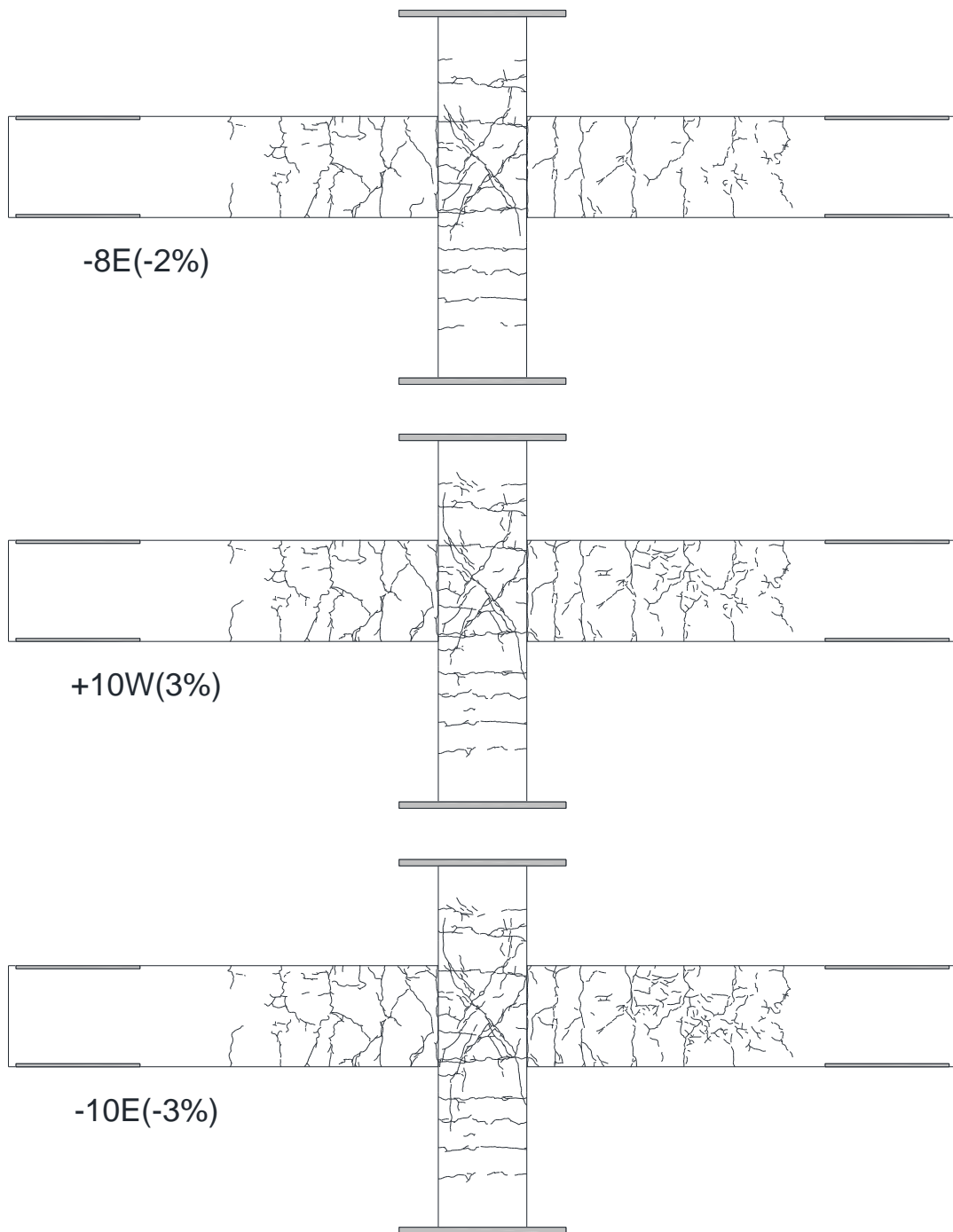


図 3.1(y) ひび割れ状況(J5)

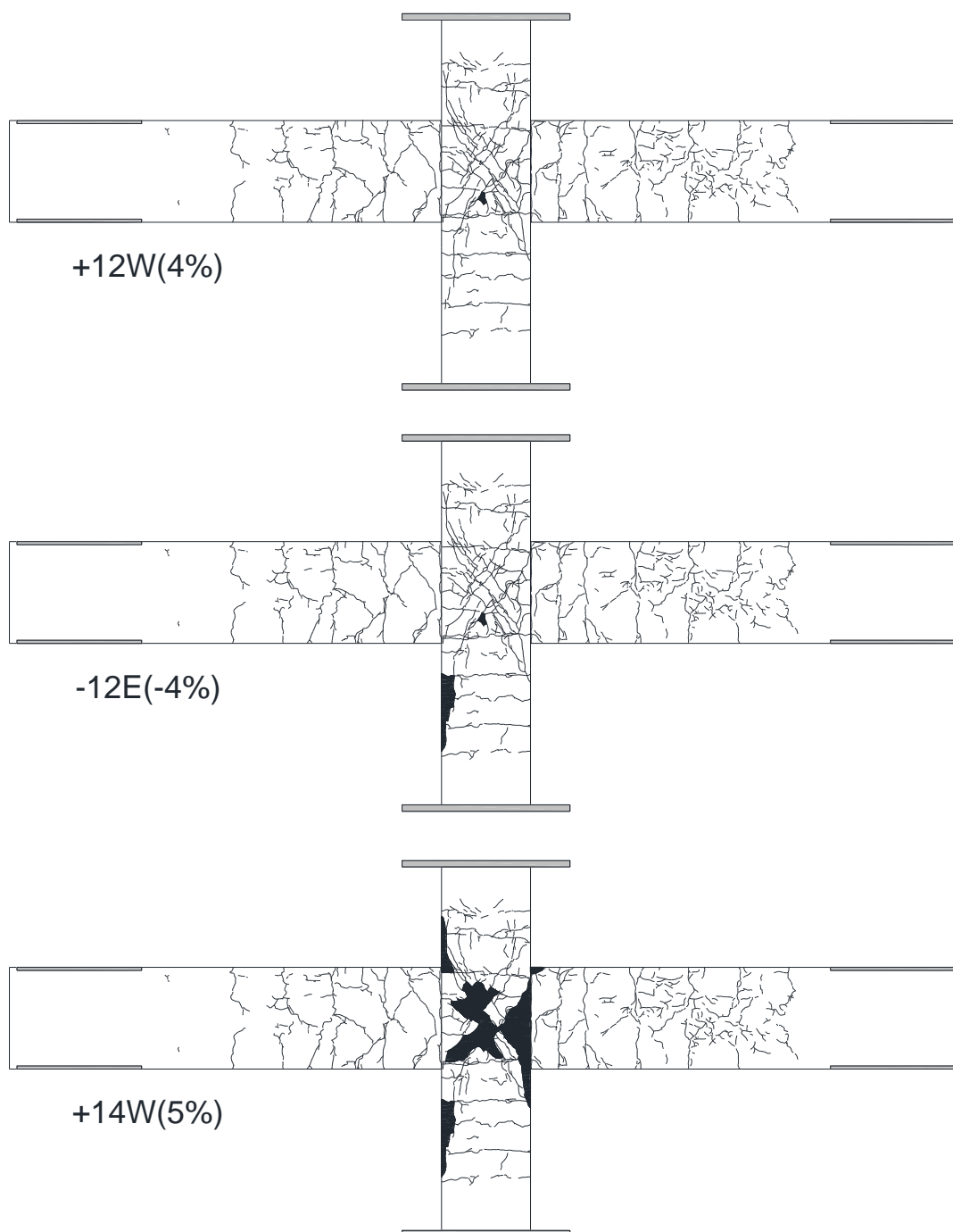


図 3.1(z) ひび割れ状況(J5)

3-2 復元力特性

3-2-1 層せん断力－層間変形角関係

図 3.2 に層せん断力－層間変形角関係を示す。層せん断力 V_c は以下の式より求めた。これには、軸力による $P-\delta$ 効果の影響が含まれている。

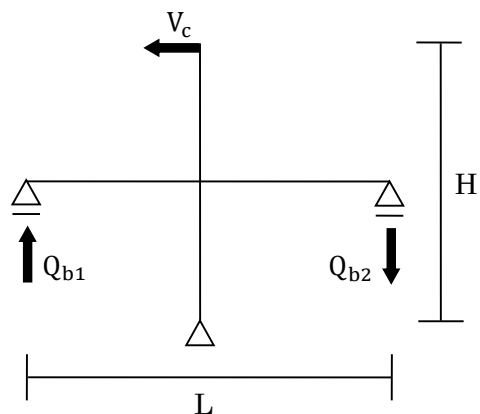
$$V_c = \left(\frac{L}{2} \cdot Q_{b1} - \frac{L}{2} \cdot Q_{b2} \right) / H$$

ここで、 Q_{b1} ：西梁せん断力の測定値(kN)

Q_{b2} ：東梁せん断力の測定値(kN)

L ：梁スパン(3200mm)

H ：層間高さ(2400mm)



以下に、各試験体の全体特性を示す。

(i)試験体 J1

層間変形角 0.7% のときに梁主筋が降伏した。層間変形角 0.9% のときに接合部横補強筋が降伏した。層間変形角 1.0% までは原点指向型の履歴性状を示した。それ以降は RC 造に見られる除荷剛性の高い履歴ループを描き、変形が進むにつれてスリップ型の履歴性状を示した。層間変形角 2.5%~3.5% の間に柱主筋が降伏した。正載荷・負載荷ともに層間変形角 $\pm 3.0\%$ のときに最大層せん断力(正：112.5kN、負：-108.5kN)に達した。最大層せん断力に達した後、耐力は 15% 低下した。

(ii)試験体 J2

層間変形角 0.7% のときに梁主筋が降伏した。層間変形角 -0.7% のときに接合部横補強筋が降伏した。層間変形角 1.0% までは原点指向型の履歴性状を示した。それ以降は RC 造に見られる除荷剛性の高い履歴ループを描き、変形が進むにつれてスリップ型の履歴性状を示した。層間変形角 1.1%~1.3% の間に柱主筋が降伏した。正載荷は層間変形角 3.0%、負載荷は層間変形角 -2.0% のときに最大層せん断力(正：107.6kN、負：-102.2kN)に達した。最大層せん断力に達した後、耐力は 15% 低下した。

(iii)試験体 J3

層間変形角 0.8% のときに梁主筋が降伏した。層間変形角 1.0% のときに接合部横補強筋が降伏した。層間変形角 1.0% までは原点指向型の履歴性状を示した。それ以降は RC 造に見られる除荷剛性の高い履歴ループを描き、変形が進むにつれてスリップ型の履歴性状を

示した。層間変形角 1.1%~1.5%の間に柱主筋が降伏した。正載荷・負載荷ともに層間変形角 $\pm 3.0\%$ のときに最大層せん断力(正 : 111.4kN、負 : -106.6kN)に達した。最大層せん断力に達した後、耐力は 10%低下した。

(iv)試験体 J4

層間変形角 0.6%のときに梁主筋が降伏した。層間変形角 0.8%のときに接合部横補強筋が降伏した。層間変形角 1.0%までは原点指向型の履歴性状を示した。それ以降は RC 造に見られる除荷剛性の高い履歴ループを描き、変形が進むにつれてスリップ型の履歴性状を示した。層間変形角 1.1%~1.7%の間に柱主筋が降伏した。正載荷に層間変形角 1.5%、負載荷に層間変形角 -1.95%のときに最大層せん断力(正 : 175.7kN、負 : -166.8kN)に達した。最大層せん断力に達した後、耐力は 30%低下した。

(v)試験体 J5

層間変形角 0.6%のときに梁主筋が降伏した。層間変形角 0.67%のときに接合部横補強筋が降伏した。層間変形角 1.0%までは原点指向型の履歴性状を示した。それ以降は RC 造に見られる除荷剛性の高い履歴ループを描き、変形が進むにつれてスリップ型の履歴性状を示した。層間変形角 1.1%~1.5%の間に柱主筋が降伏した。正載荷・負載荷ともに層間変形角 $\pm 3.0\%$ のときに最大層せん断力(正 : 122.4kN、負 : -118.5kN)に達した。最大層せん断力に達した後、耐力は 30%低下した。

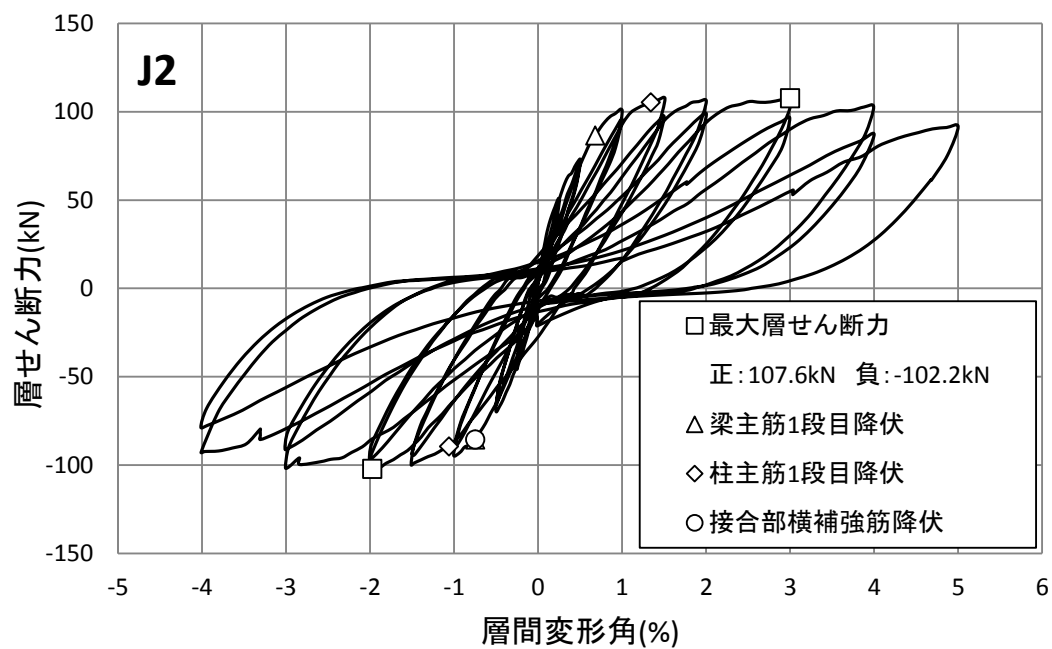
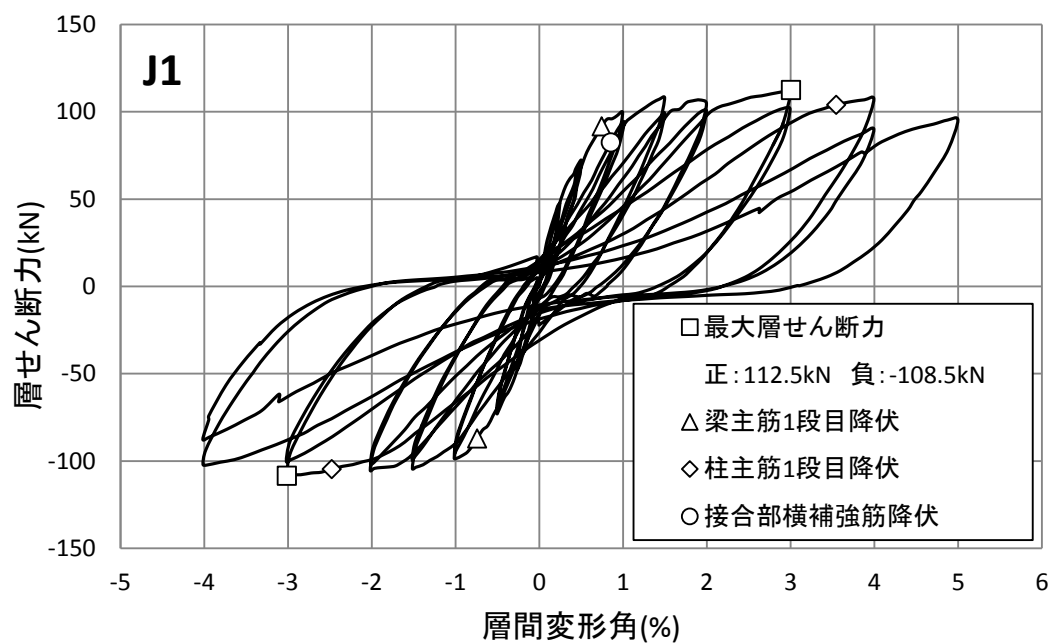


図 3.2(a) 層せん断力－層間変形角関係

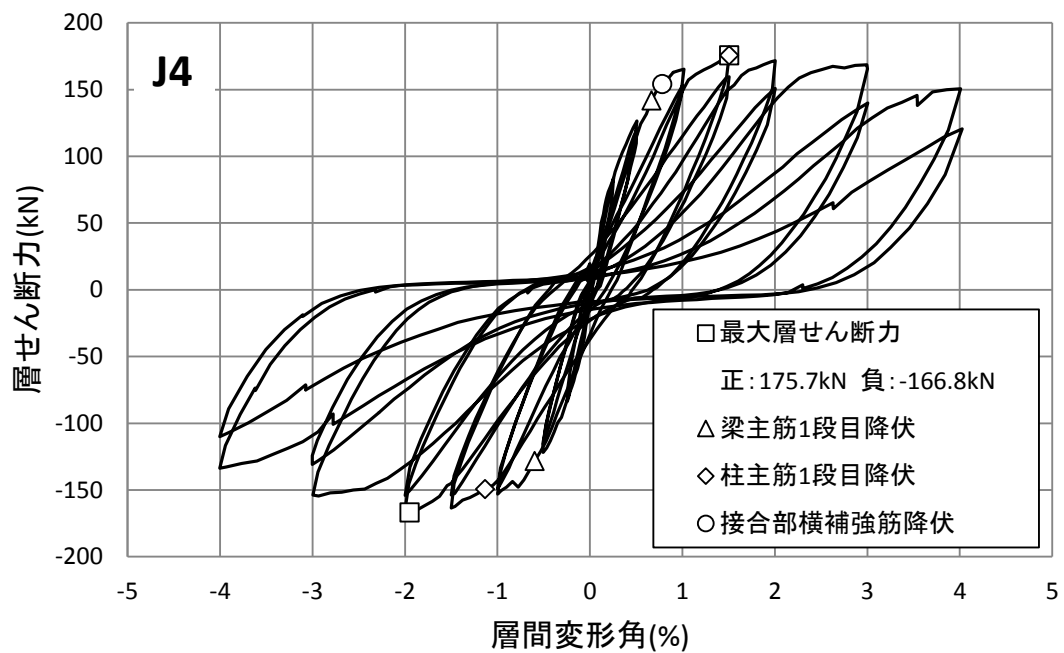
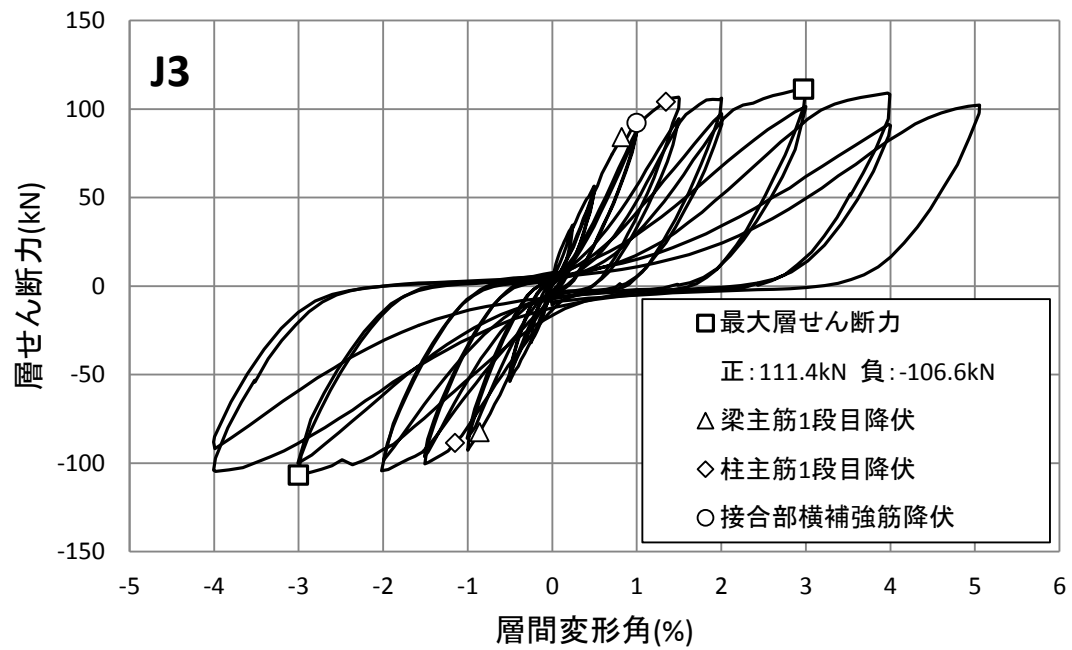


図 3.2(b) 層せん断力－層間変形角関係

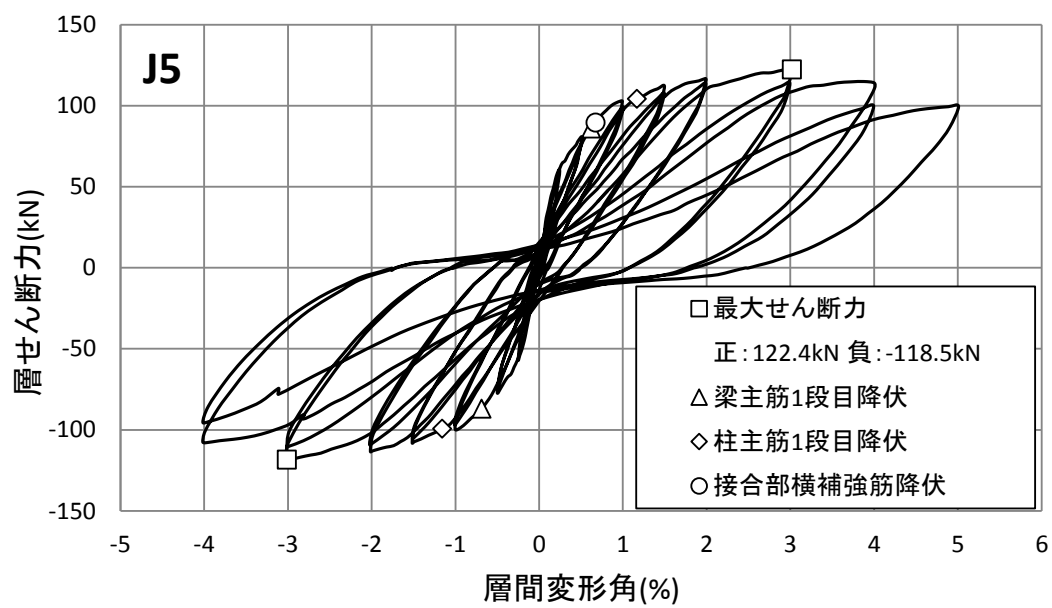


図 3.2(c) 層せん断力－層間変形角関係

3-2-2 層間変形に占める各部の変形成分

塩原の接合部力学モデルでは、柱梁接合部の変形状態は、1 辺の鋼板に対する 3 辺の鋼板の相対変位で表現されることになる。梁、柱部材端の変位は並進 2 自由度および回転の 3 つの自由度を持ち、柱梁接合部の強度を表わすには 4 つの部材端の計 12 自由度の変位を用いるのがよいと考えられる。

この力学モデルを検証するため、柱梁接合部パネルの 12 自由度からなる変位を測定した。柱軸心を結んだ線と梁軸心を結んだ線のなす角度の変形量を接合部のせん断変形角とする。また、柱梁接合部に加えるモーメントにより、接合部の 4 辺の鋼板の回転変形により角度の変形量を接合部の回転角とする。そして、測定した 12 自由度の変形をもとに接合部の変形をせん断変形と回転変形に分離した。

図 3.3 に各試験体(試験体 J4 では計測不良)の層間変形に占める各部の変形成分を示す。これは、全体の変形を「柱のたわみによる変形・柱端部に生じるひび割れの開きによる変形」(略:柱変形)、「梁のたわみによる変形・梁端部に生じるひび割れの開きによる変形」(略:梁変形)および「接合部の変形」から分離したもので、接合部のせん断変形と柱・梁フェースの回転(略:接合部回転)をあわせたものである。「接合部の変形」は接合部の対角方向の長さの変化をもとに求めた従来の接合部せん断変形角にほぼ相当する。

全試験体とも接合部の対角ひび割れが生じると、接合部回転の変形成分が増大し始めた。その後梁主筋の降伏後は繰り返し载荷により接合部回転成分が増大し、接合部に変形と損傷が集中した。試験体 J2 では、接合部回転の層間変形に占める比率は最初から 20~30% で、最大耐力後に 40~50% 程度に増大した。試験体 J1、J3、J5 では、接合部回転の層間変形に占める比率は最初から 10~20% で、最大耐力後に 30~40% 程度に増大し、基準とした試験体 J2 よりも小さかった。なお試験体 J4 以外の試験体とも接合部のせん断変形の比率は 10% 以下であった。

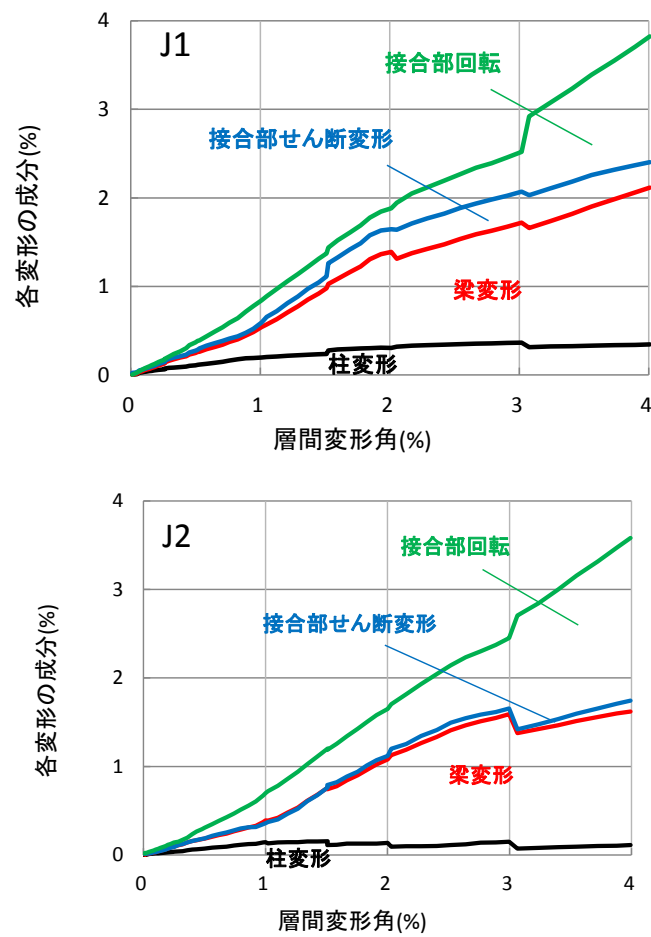
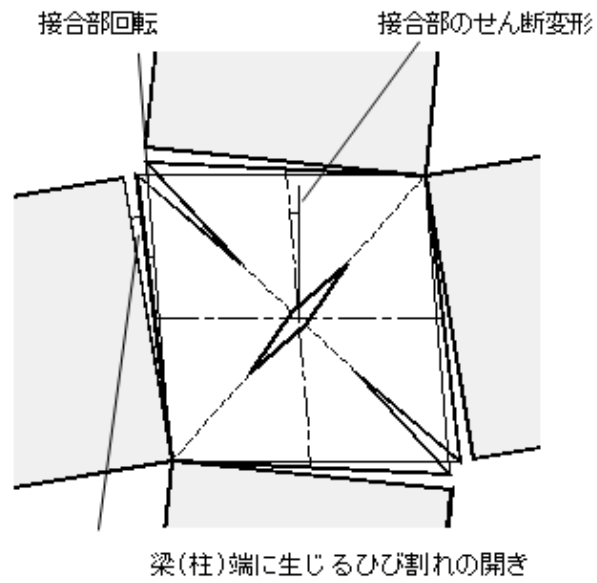


図 3.3(a) 層間変形に占める各部の変形成分

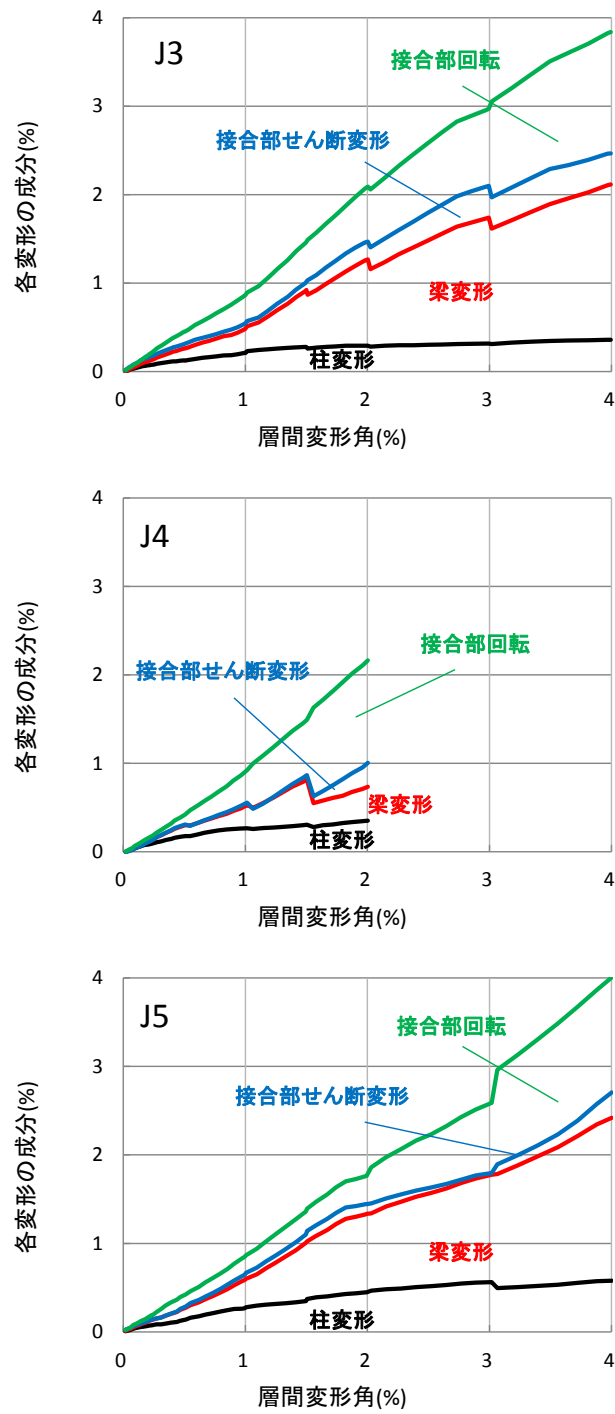


図 3.3(b) 層間変形に占める各部の変形成分

3-3. 鉄筋のひずみ状況

表 4.1 に鉄筋の降伏状況一覧を示す。梁主筋および柱主筋のひずみについては、柱および梁フェース位置と接合部内対角線位置に分類して記載した。

3-3-1 梁主筋のひずみ

図 3.4 に層間変形角 0.25%、0.5%、1%、1.5%、2%、3%、4%、5%(各変形角の第 1 サイクル)の梁主筋のひずみ分布を示す。柱フェース位置と接合部内対角線位置で梁主筋の降伏時期の違いはあまり見られなかった。

各試験体の梁主筋の降伏状況を以下に示す。

(i)試験体 J1

梁主筋は柱フェース位置、接合部内対角線位置ともに層間変形角 0.7%(梁部材角 0.3%)のときに降伏した。層間変形角 1.0%~1.5%以降に圧縮側鉄筋が引張に転化した。梁危険断面から 400mm までの区間で梁主筋が降伏した。

(ii)試験体 J2

梁主筋は柱フェース位置、接合部内対角線位置ともに層間変形角 0.7%(梁部材角 0.2%)のときに降伏した。層間変形角 1.0%~1.5%以降に圧縮側鉄筋が引張に転化した。梁危険断面から 200mm までの区間で梁主筋が降伏した。

(iii)試験体 J3

梁主筋は柱フェース位置、接合部内対角線位置ともに層間変形角 0.9%(梁部材角 0.3%)のときに降伏した。層間変形角 1.2%~1.5%以降に圧縮側鉄筋が引張に転化した。梁危険断面から 400mm までの区間で梁主筋が降伏した。

(iv)試験体 J4

梁主筋は柱フェース位置、接合部内対角線位置ともに層間変形角 0.7%(梁部材角 0.2%)のときに降伏した。層間変形角 1.0%~1.2%以降に圧縮側鉄筋が引張に転化した。梁危険断面から 600mm までの区間で梁主筋が降伏した。

(v)試験体 J5

梁主筋は柱フェース位置、接合部内対角線位置ともに層間変形角 0.7%(梁部材角 0.3%)のときに降伏した。層間変形角 1.3%~1.7%以降に圧縮側鉄筋が引張に転化した。梁危険断面から 200mm までの区間で梁主筋が降伏した。

表 4.1 鉄筋の降伏状況一覧

試験体			J1	J2	J3	J4	J5		
梁 主筋降伏	接合部 内位置	正	91.7 0.75	86.6 0.68	83.8 0.88	141.8 0.67	89.6 0.67		
			負	-87.1 -0.74	-85.6 -0.75	-82.4 -0.86	-128.3 -0.60	-90.3 -0.75	
		フェース 位置		正	91.7 0.75	91.0 0.74	84.3 0.82	149.5 0.72	85.8 0.62
			負		-87.1 -0.74	-85.6 -0.75	-90.9 -0.98	-135.0 -0.65	-86.9 -0.69
	柱 主筋降伏			接合部 内位置	正	104.0 3.55	105.3 1.34	104.3 1.35	175.7 1.51
			負			-104.6 -2.48	-89.4 -1.06	-88.4 -1.15	-149.4 -1.13
		フェース 位置			正	92.9 4.71	98.7 1.58	39.0 1.29	164.5 1.72
			負			-102.4 -3.97	-89.4 -1.06	-74.7 -1.52	-125.2 -3.00
接合部横補強筋 の降伏				82.4 0.85	-85.6 -0.75	92.4 1.00	154.2 0.78	89.6 0.67	
最大 層せん断力			正	112.5 3.00	107.6 3.00	111.4 2.97	175.7 1.51	122.4 3.02	
		負	-108.5 -3.01	-102.2 -1.97	-106.6 -3.00	-166.8 -1.95	-118.5 -3.01		

上段:層せん断力(単位:kN), 下段:層間変形角(単位:%)

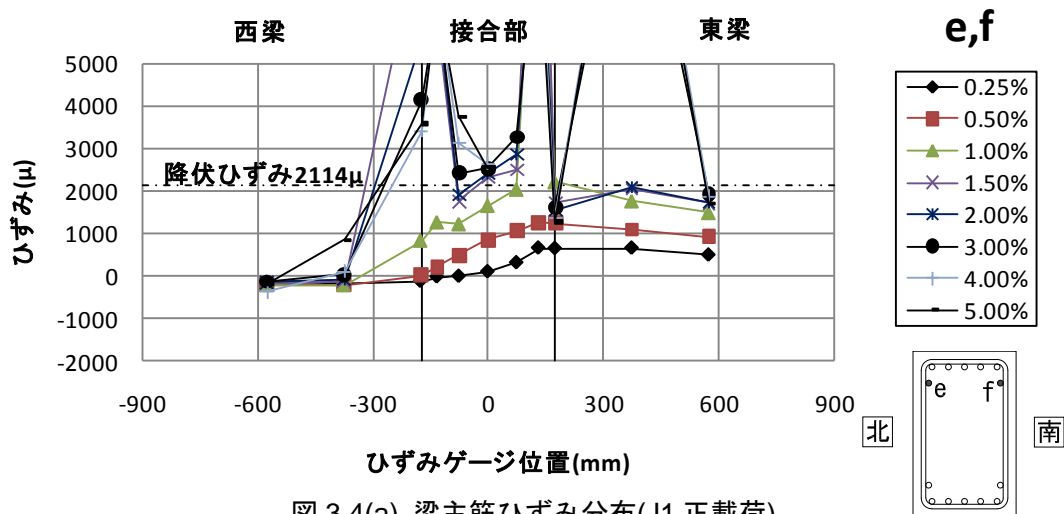
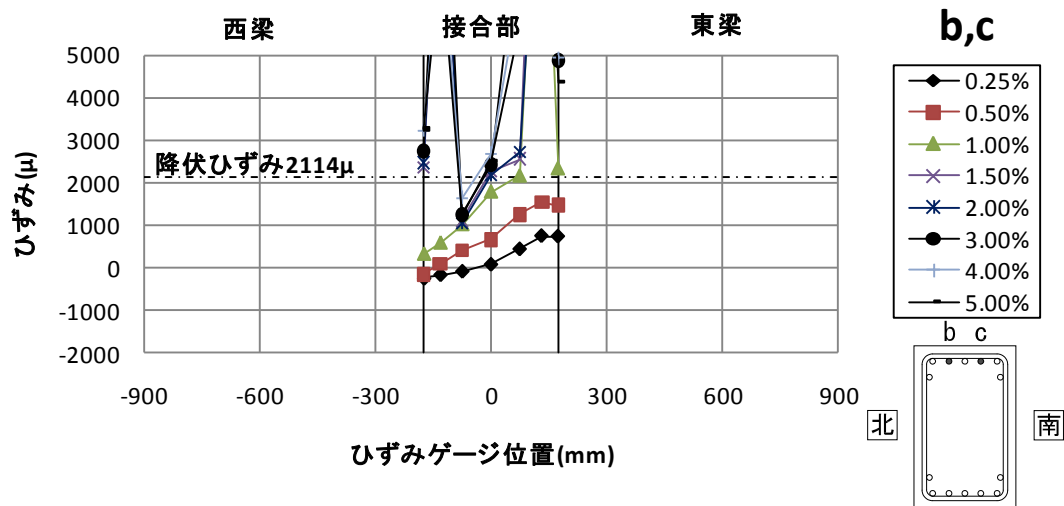
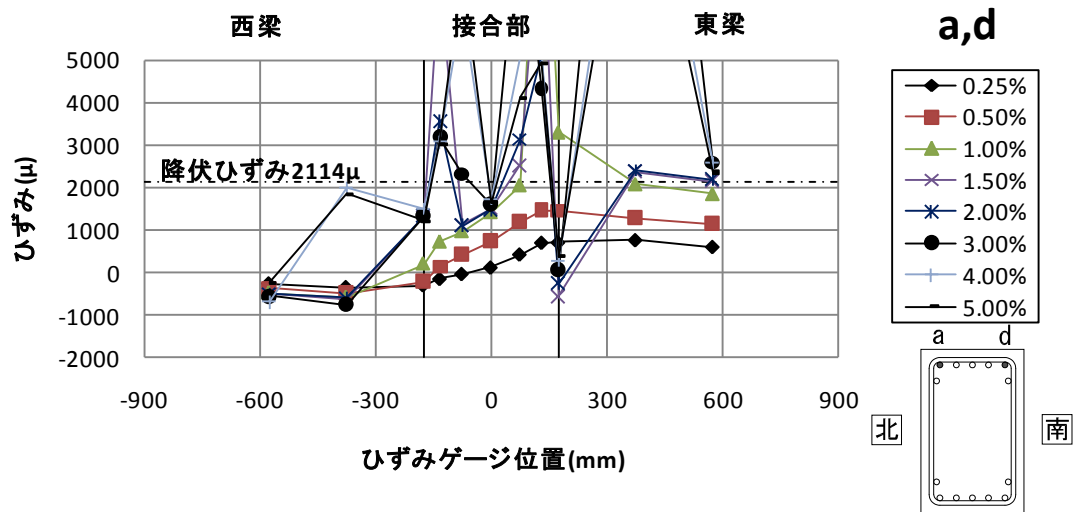


図 3.4(a) 梁主筋ひずみ分布(J1 正載荷)

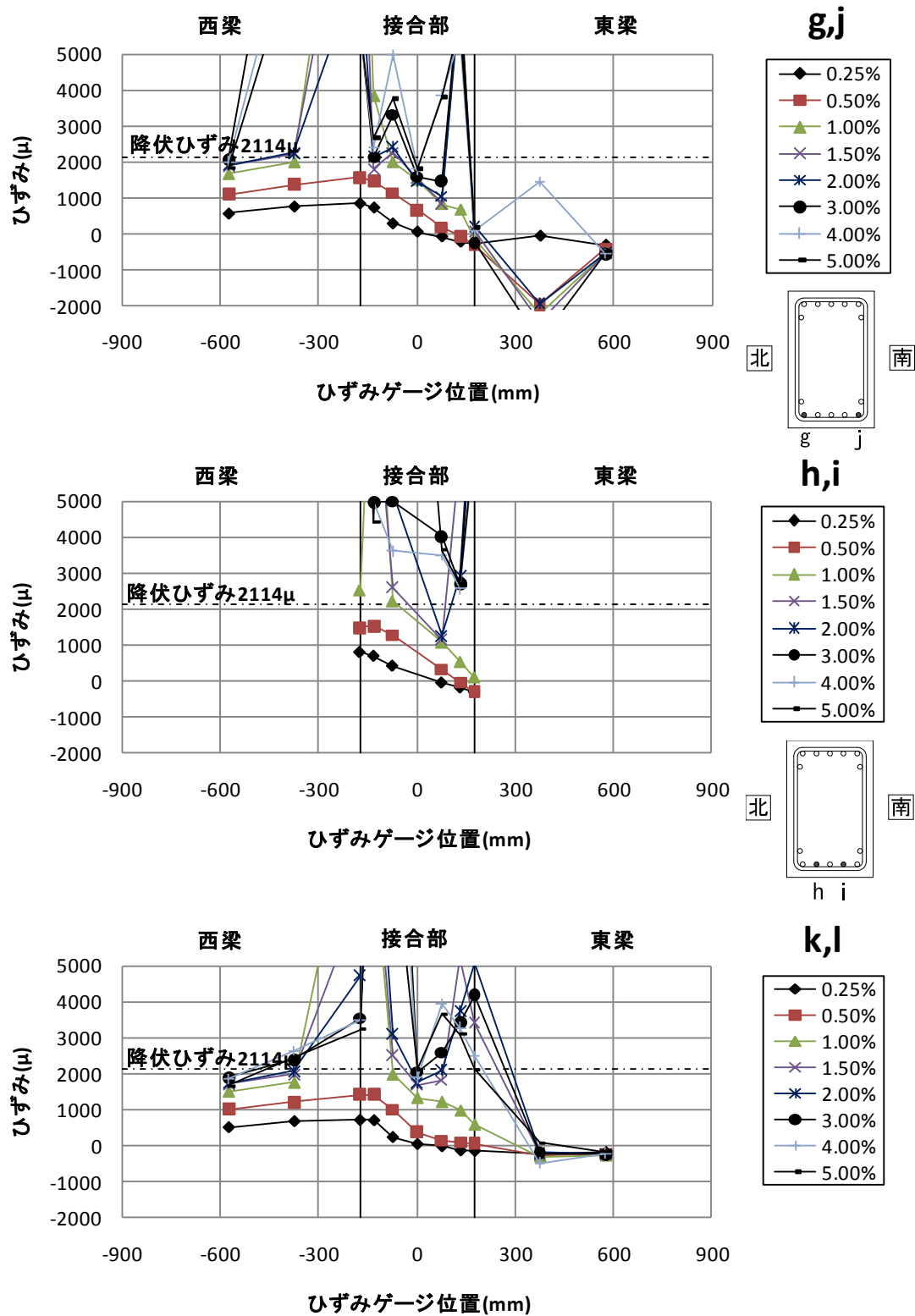


図 3.4(b) 梁主筋ひずみ分布(J1 正載荷)

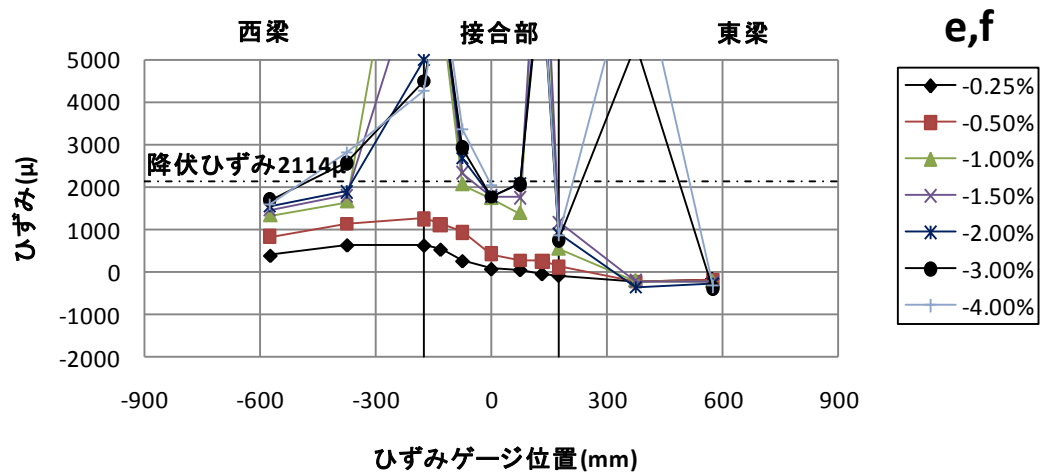
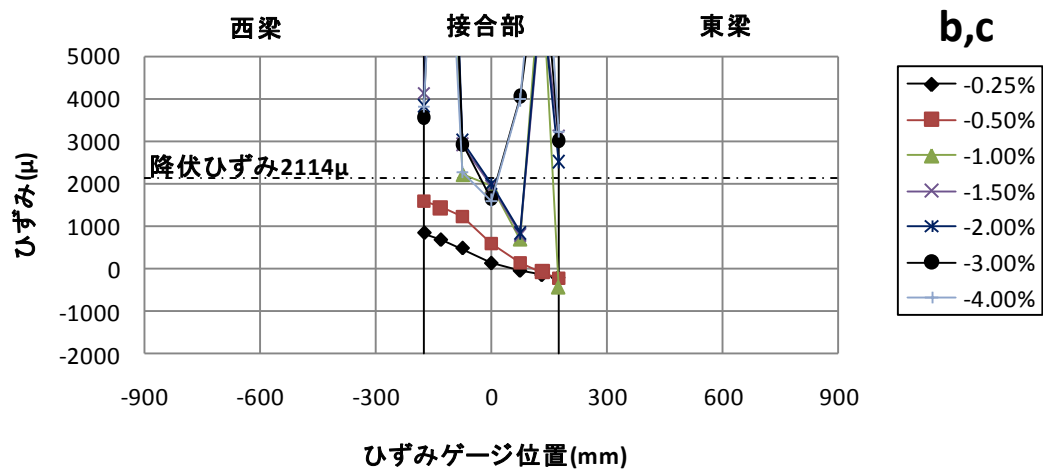
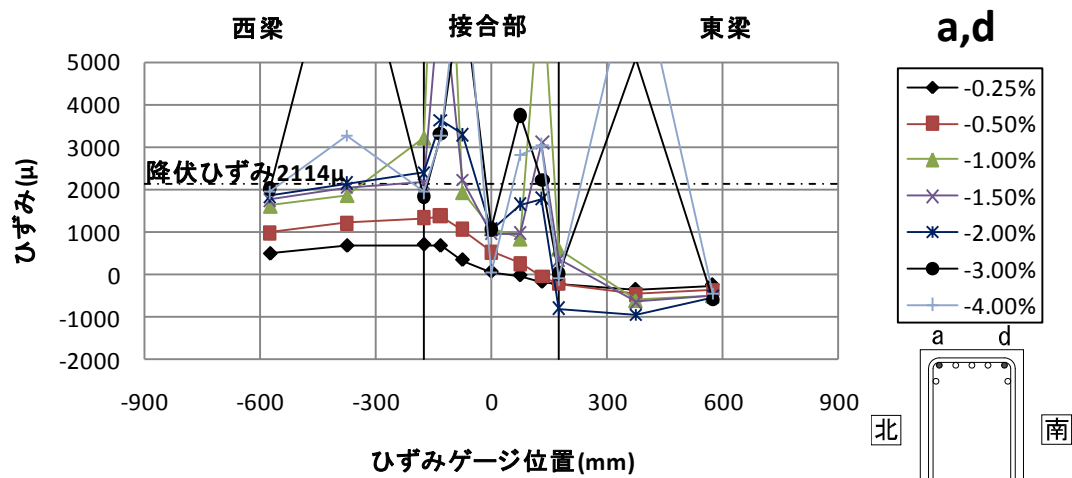


図 3.4(c) 梁主筋ひずみ分布(J1 負荷荷)

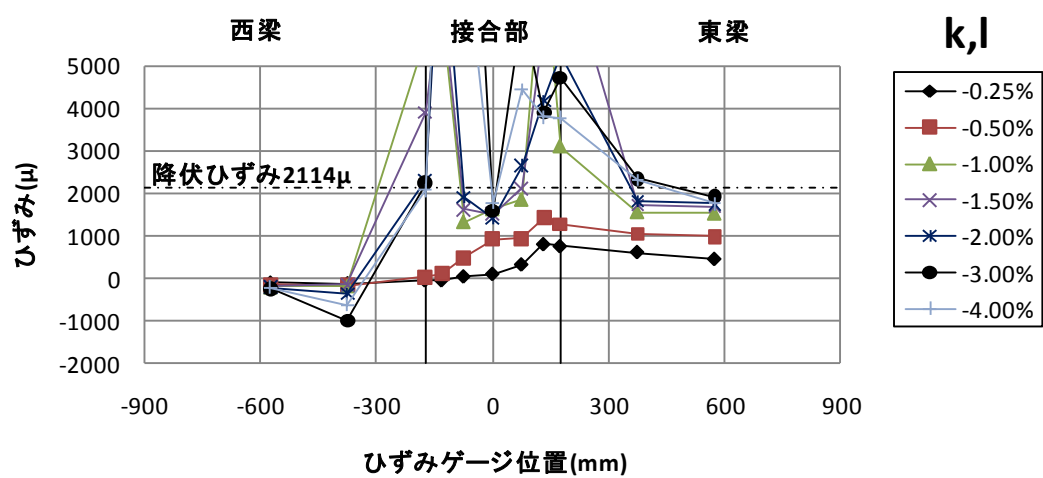
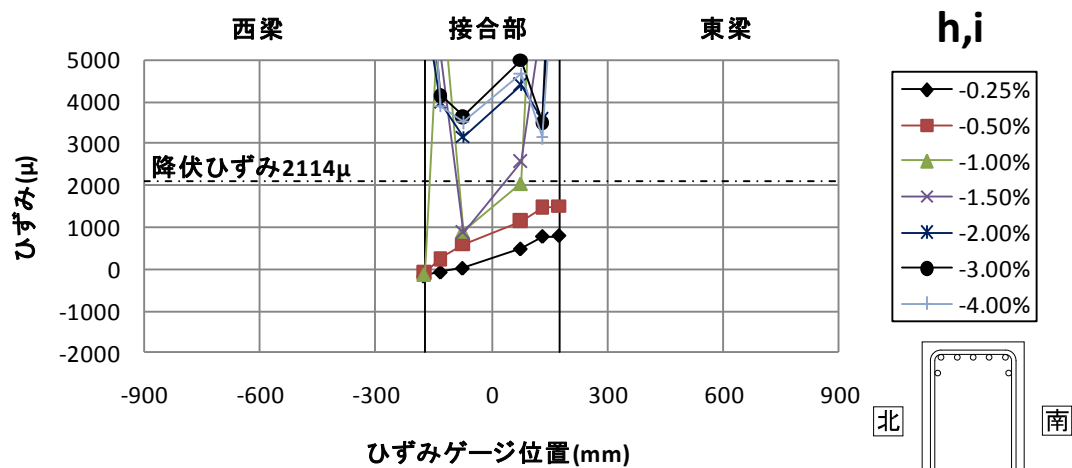
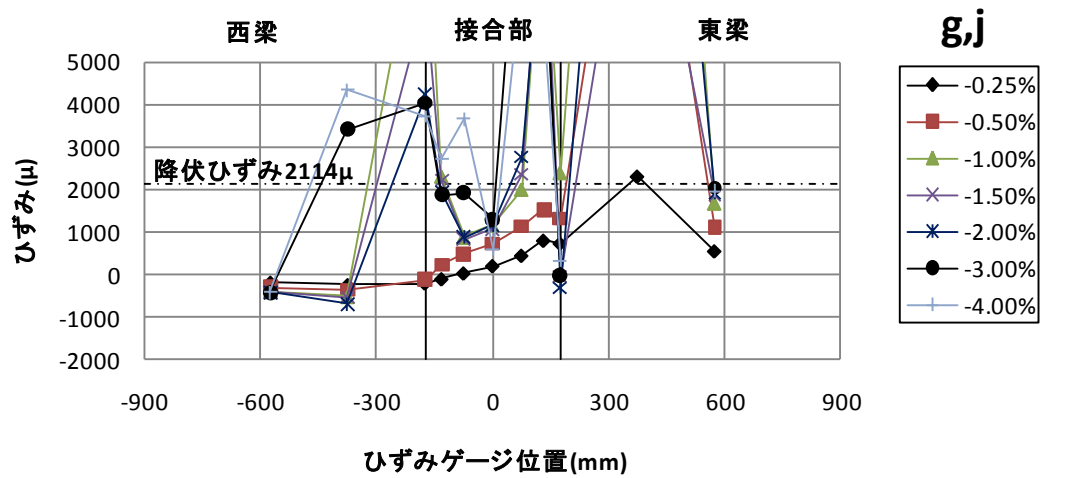


図 3.4(d) 梁主筋ひずみ分布(J1 負荷荷)

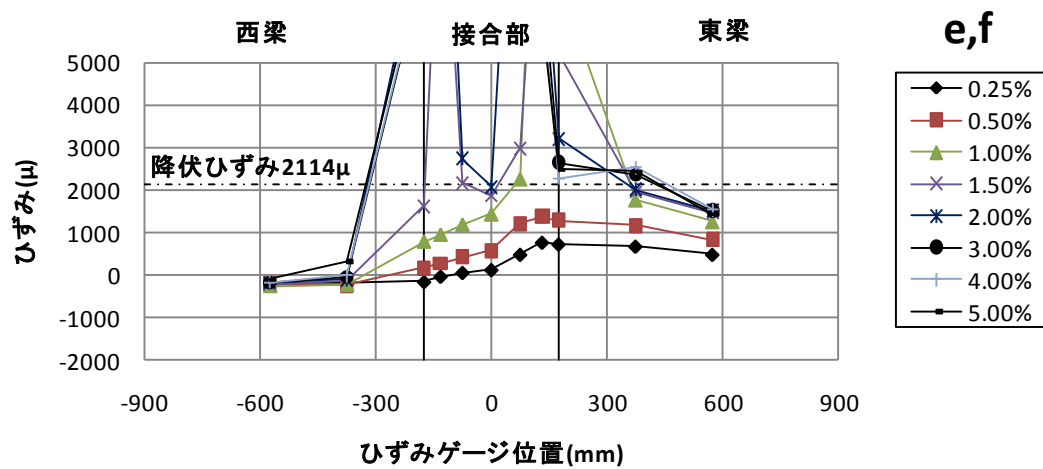
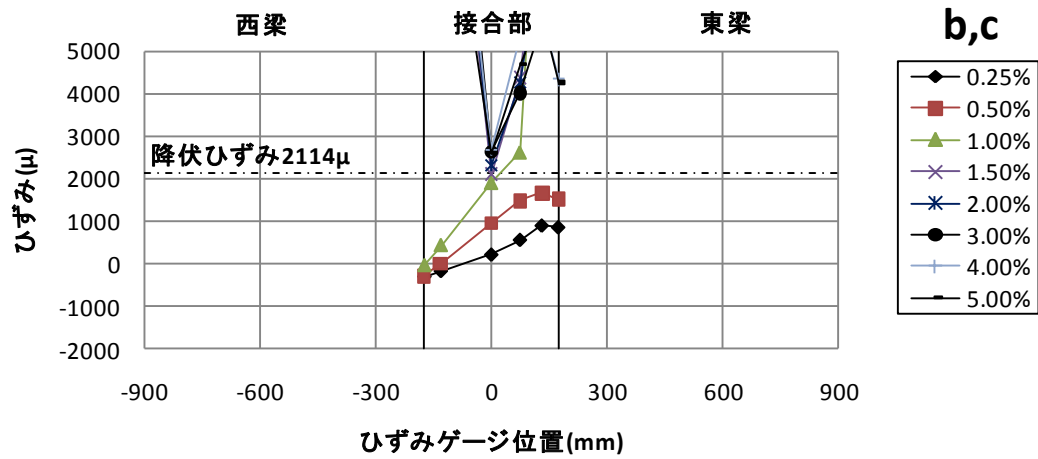
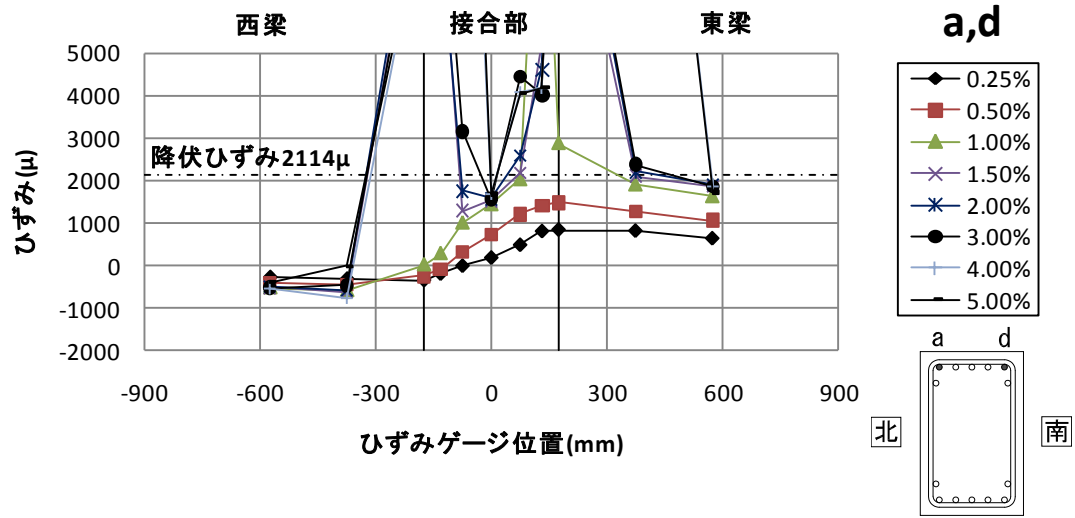


図 3.4(e) 梁主筋ひずみ分布(J2 正載荷)

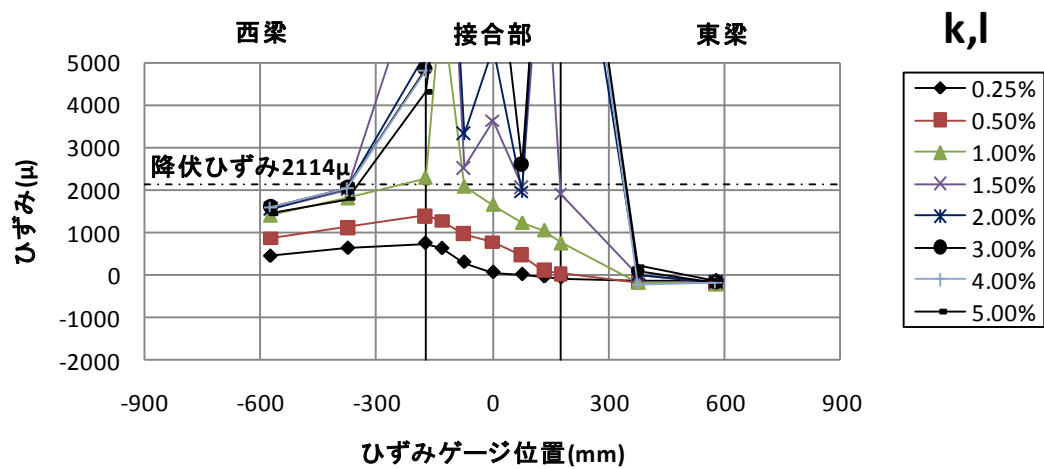
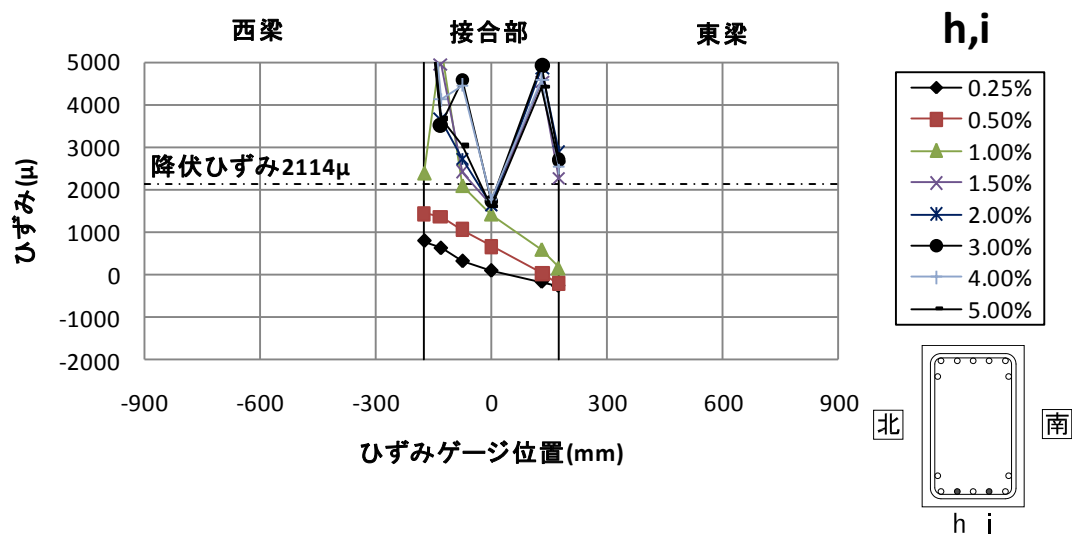
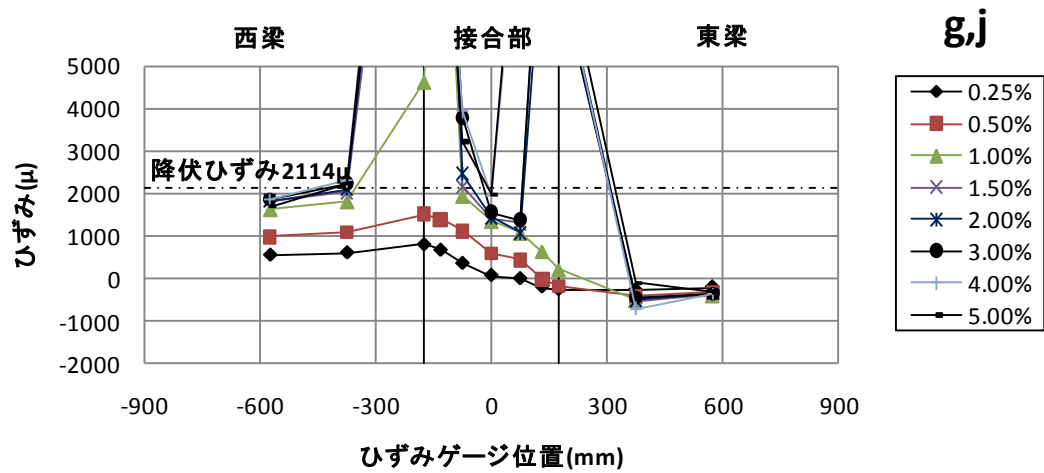


図 3.4(f) 梁主筋ひずみ分布(J2 正載荷)

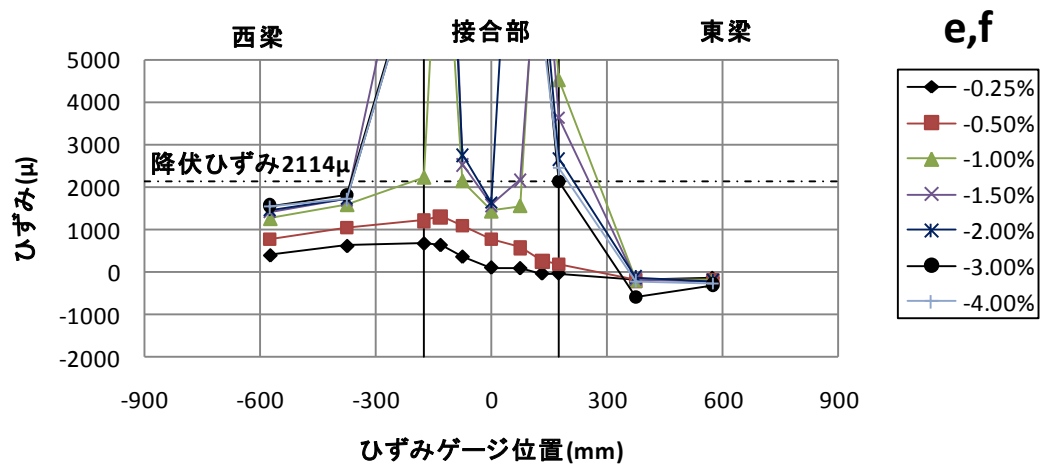
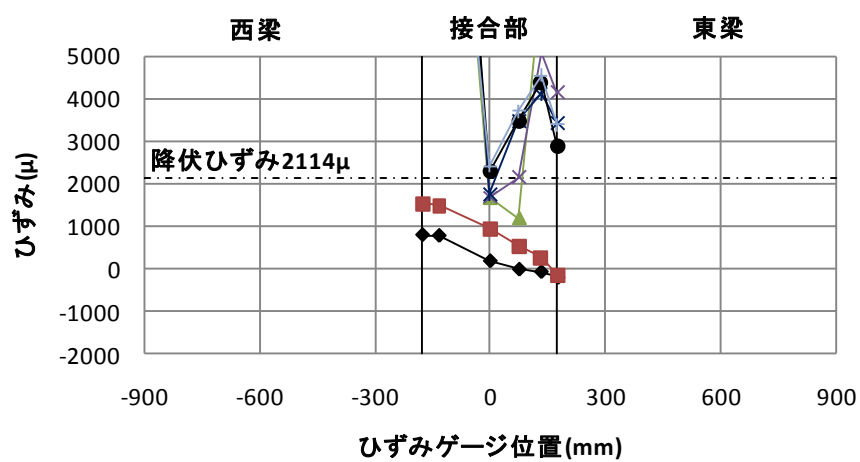
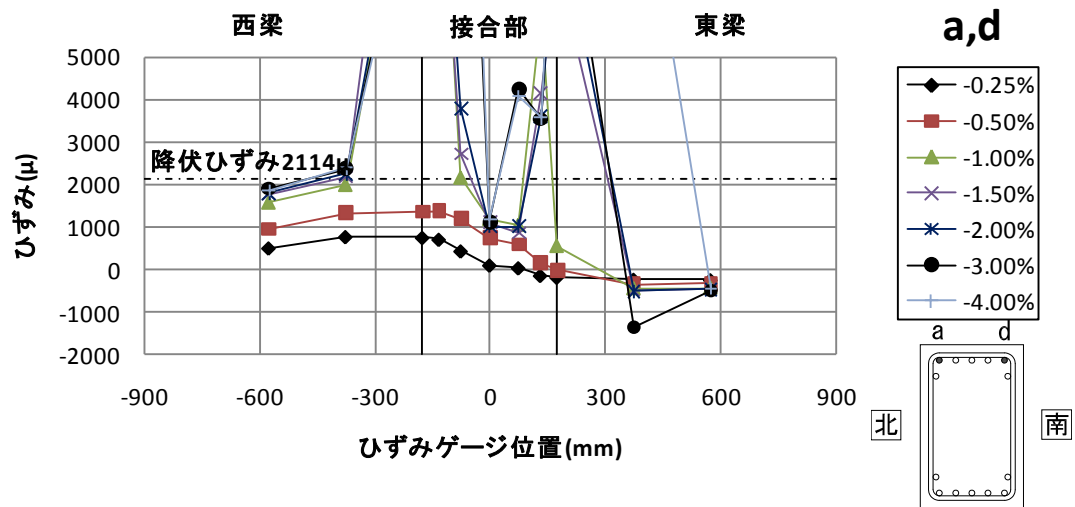


図 3.4(g) 梁主筋ひずみ分布(J2 負荷荷)

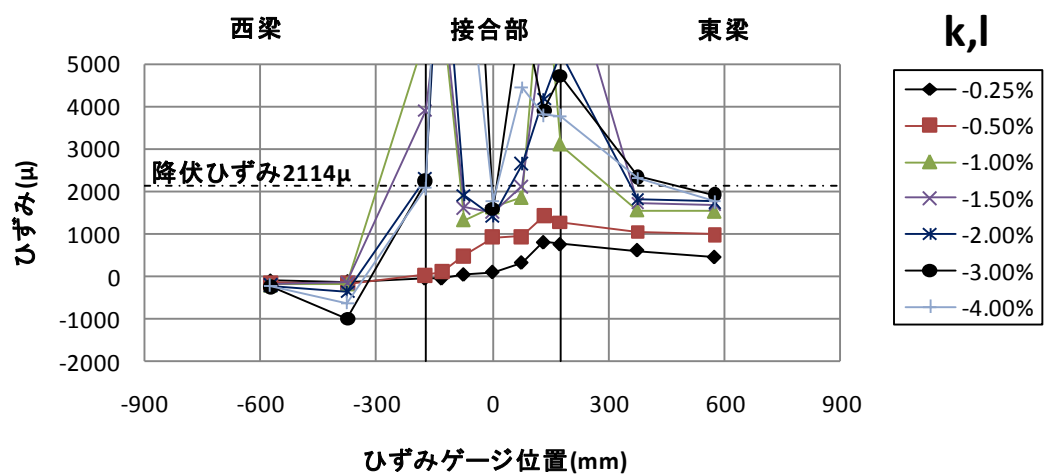
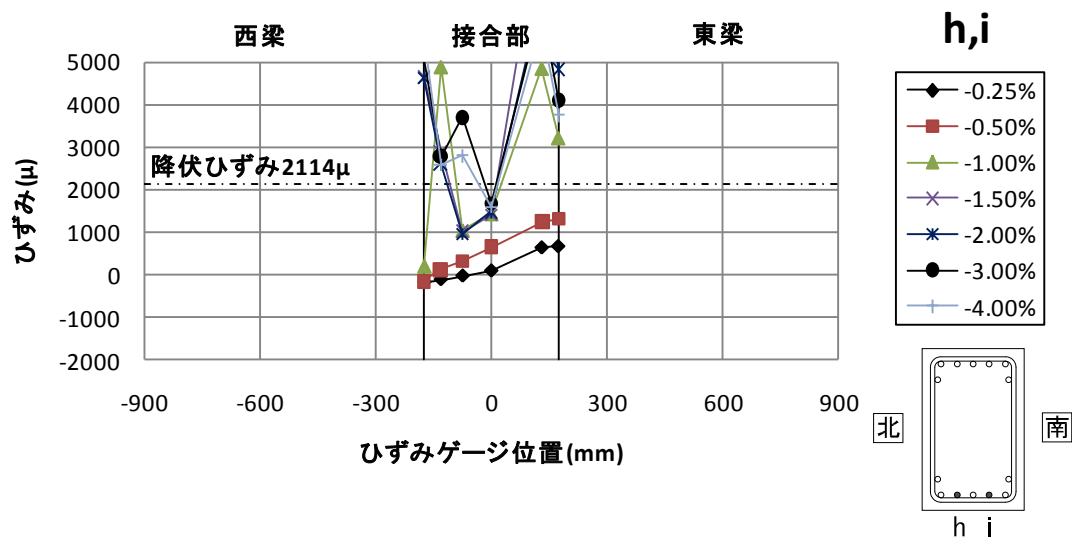
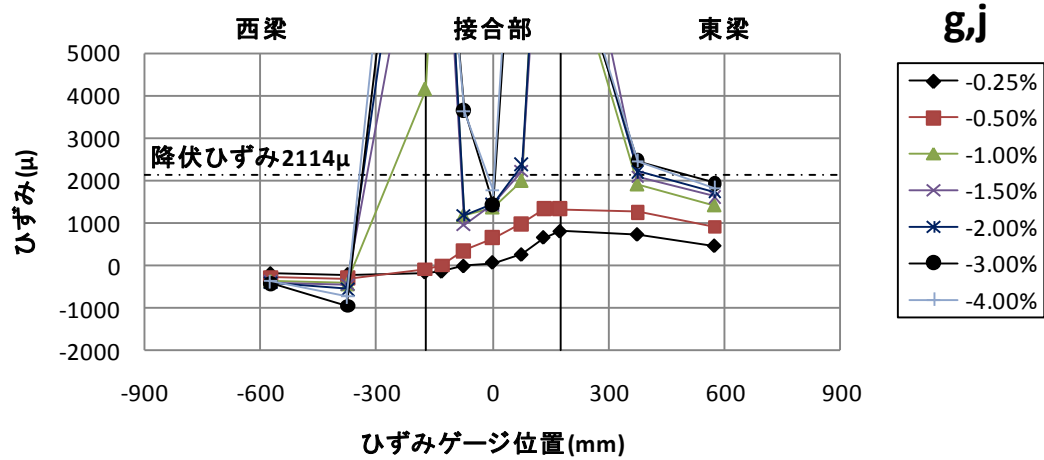


図 3.4(h) 梁主筋ひずみ分布(J2 負荷荷)

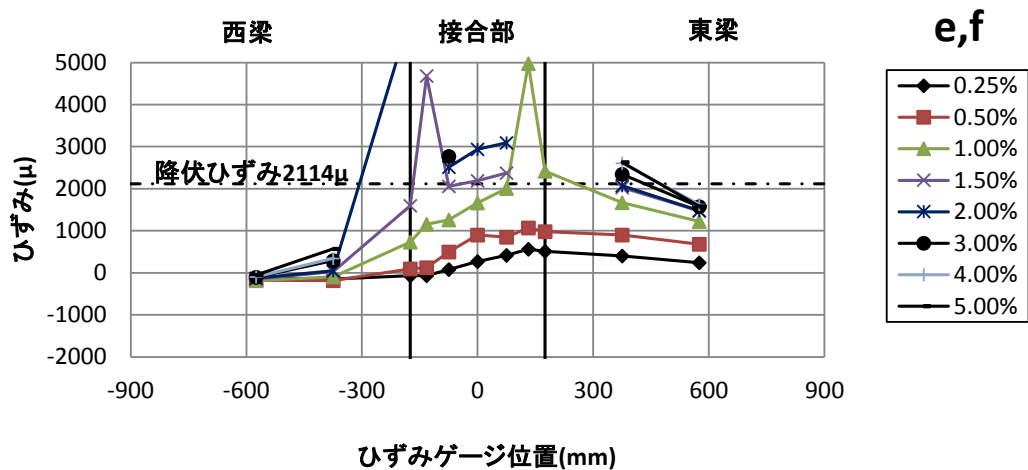
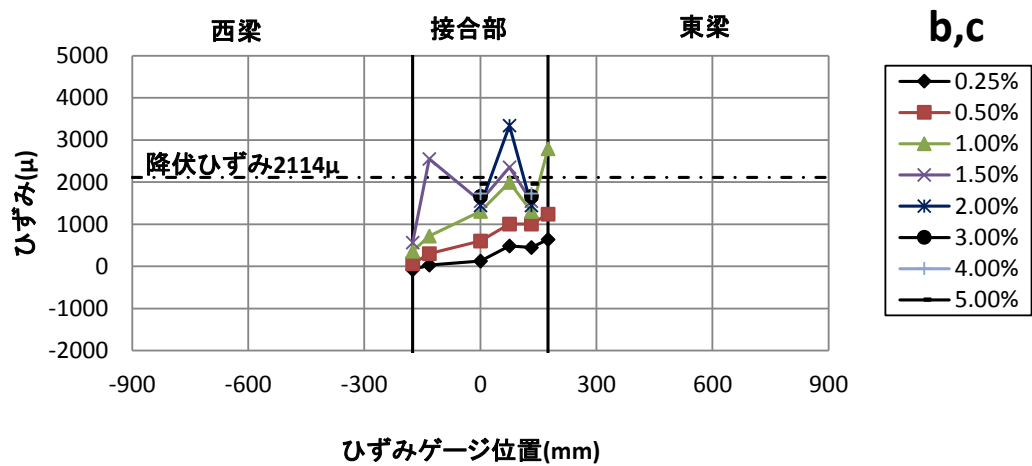
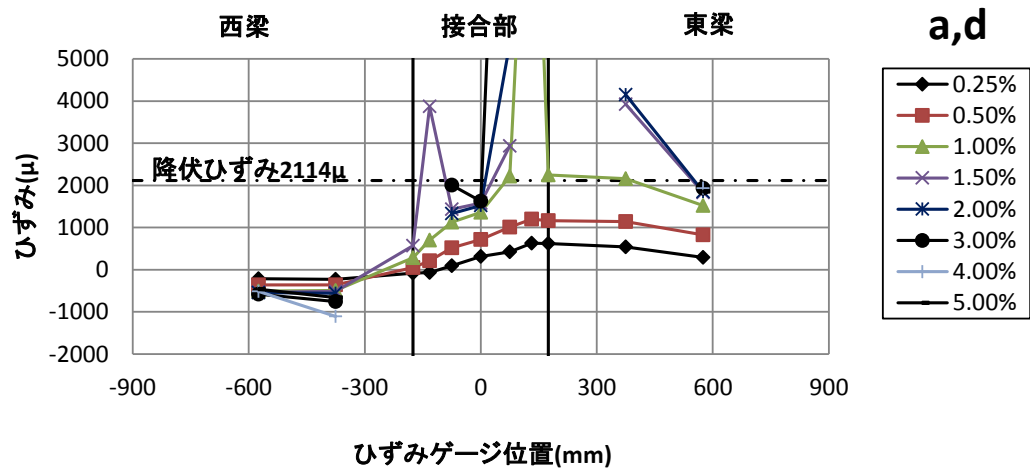


図 3.4(i) 梁主筋ひずみ分布(J3 正載荷)

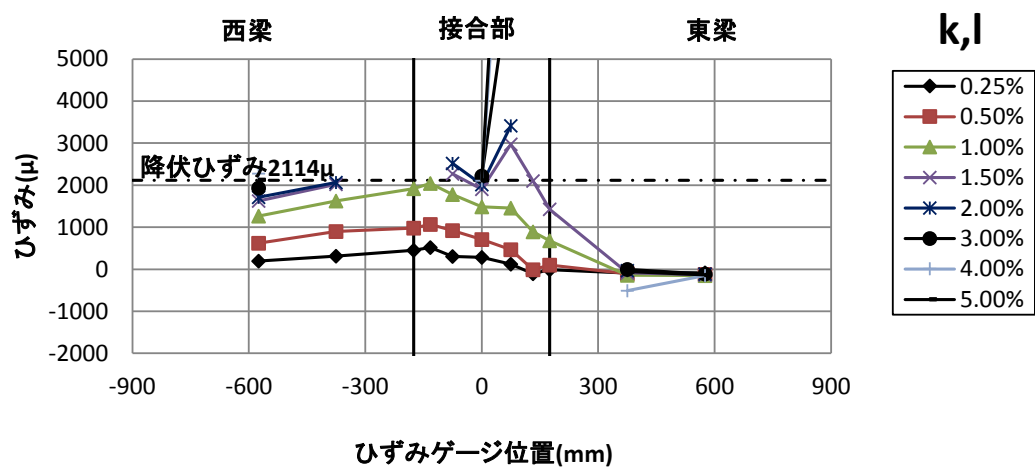
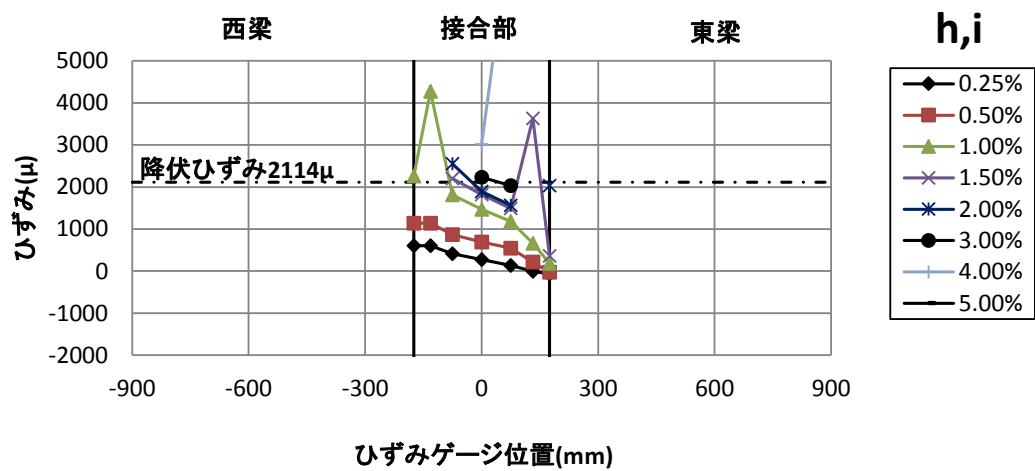
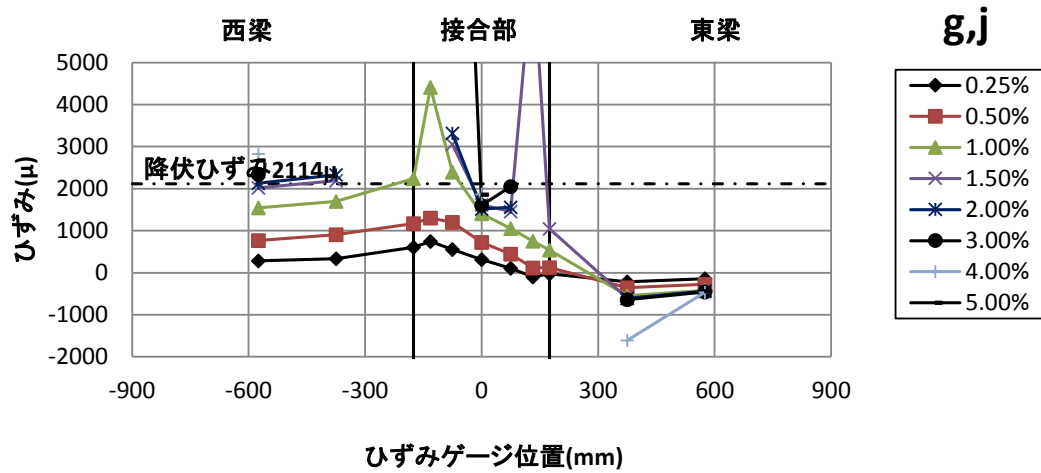


図 3.4(j) 梁主筋ひずみ分布(J3 正載荷)

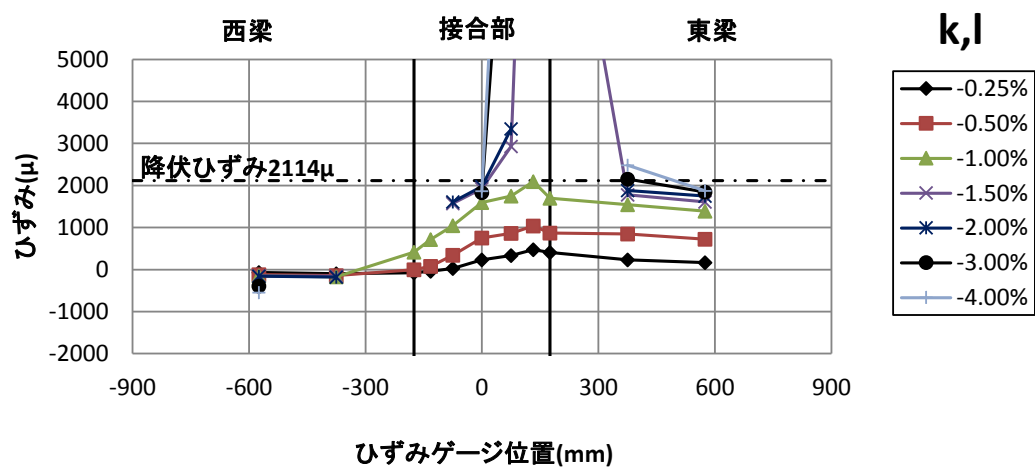
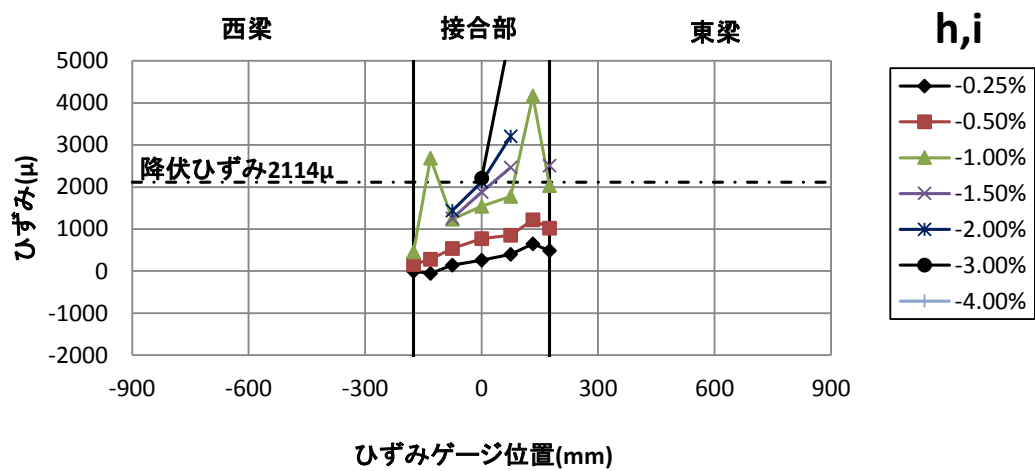
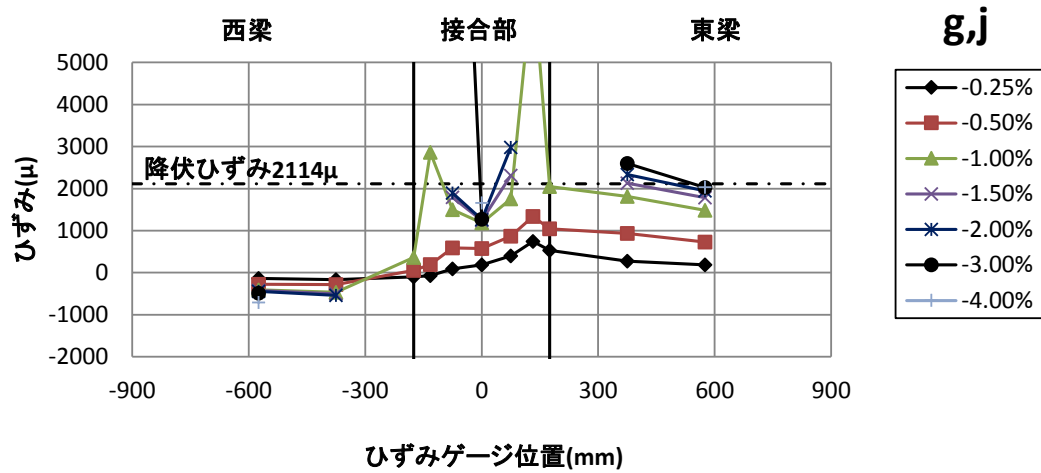


図 3.4(l) 梁主筋ひずみ分布(J3 負荷荷)

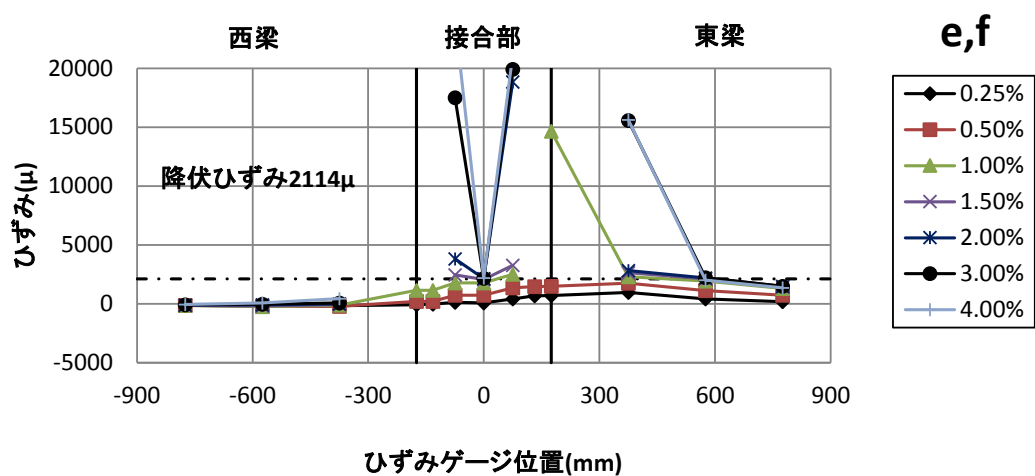
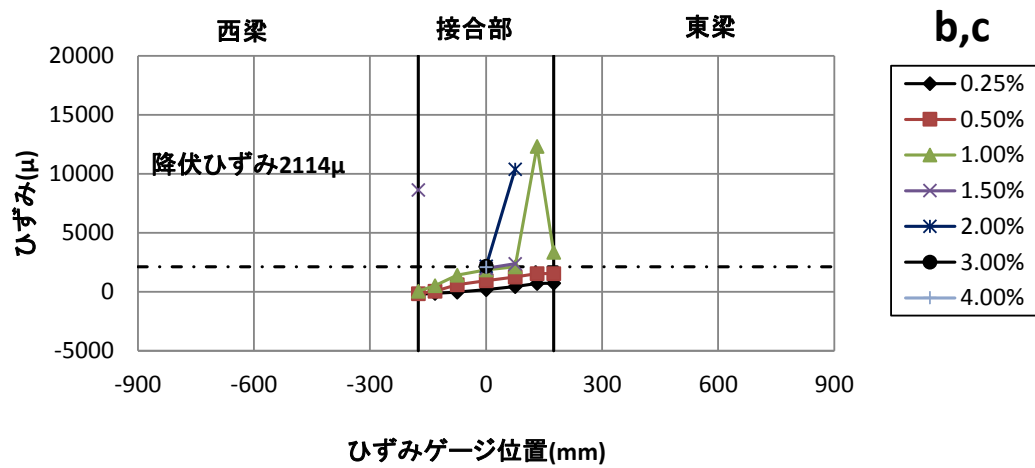
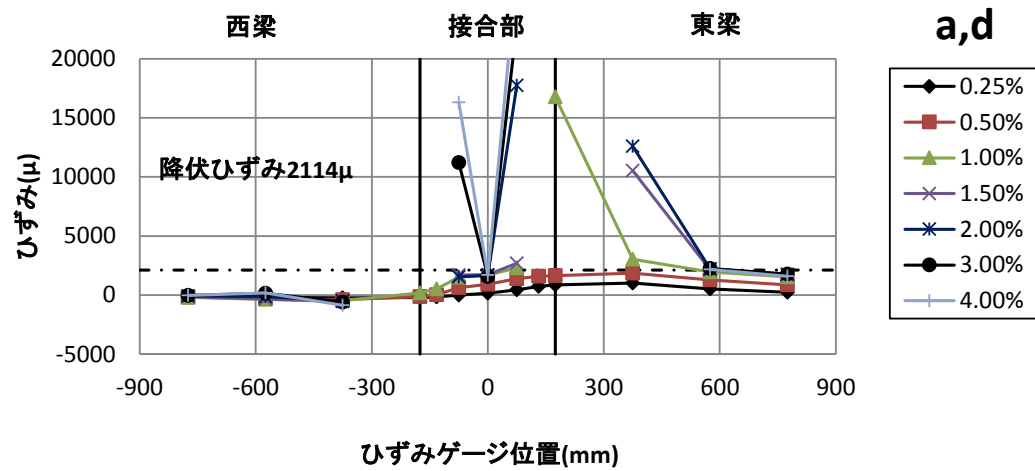


図 3.4(m) 梁主筋ひずみ分布(J4 正載荷)

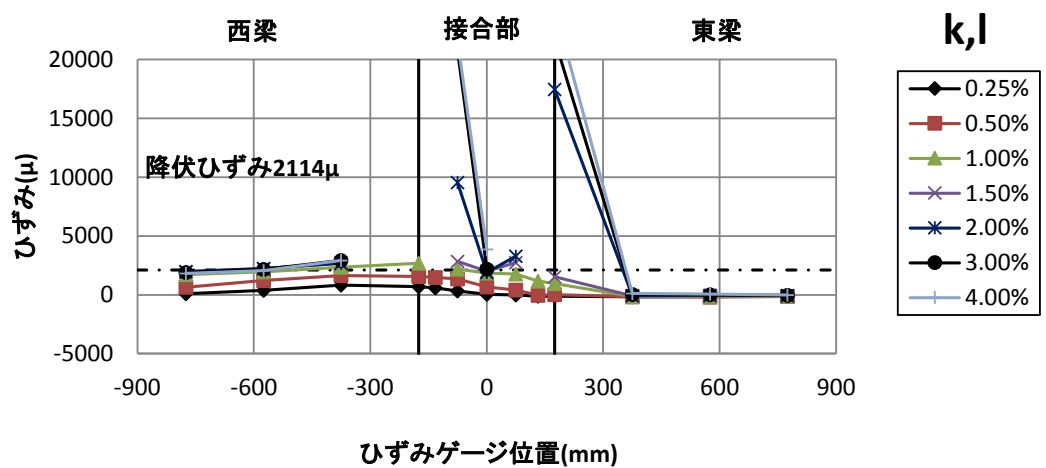
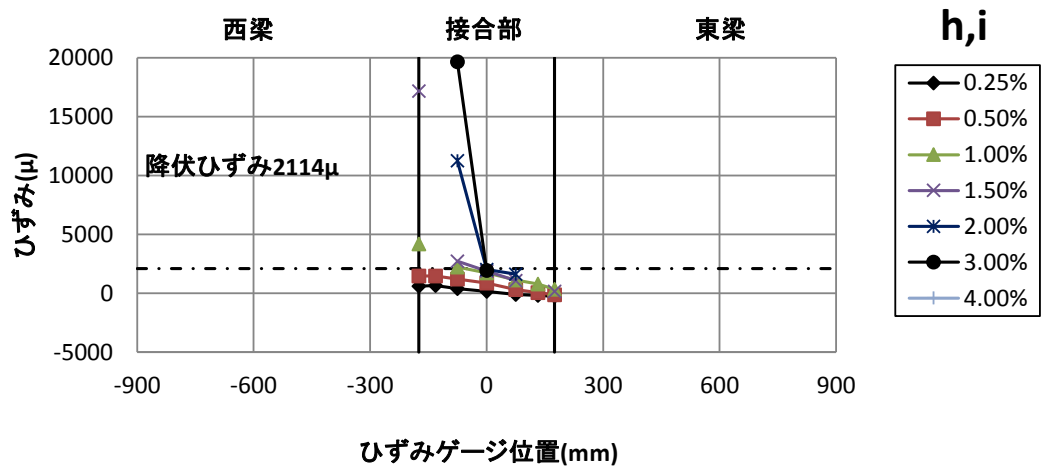
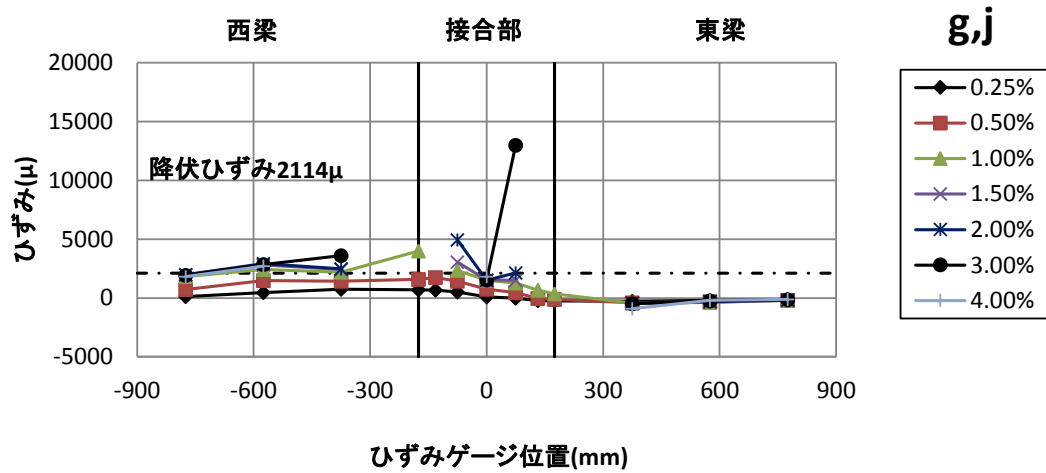


図 3.4(n) 梁主筋ひずみ分布(J4 正載荷)

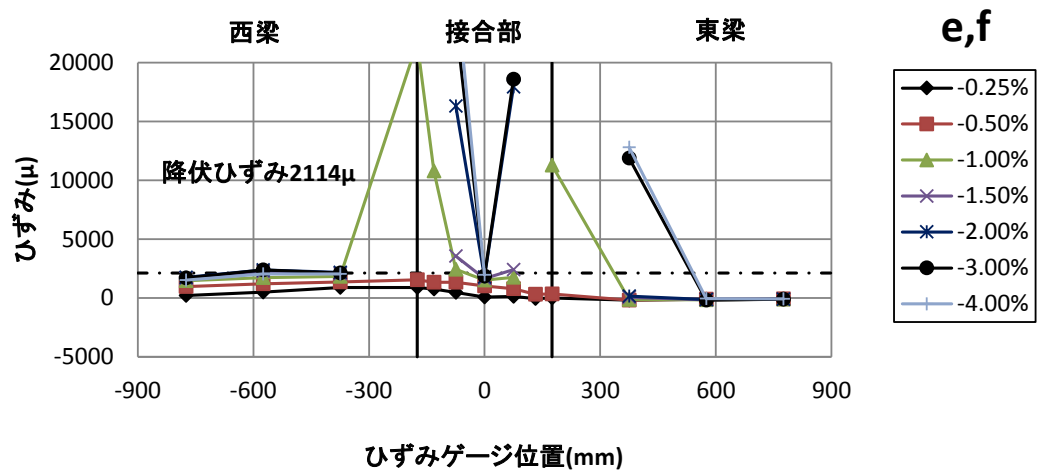
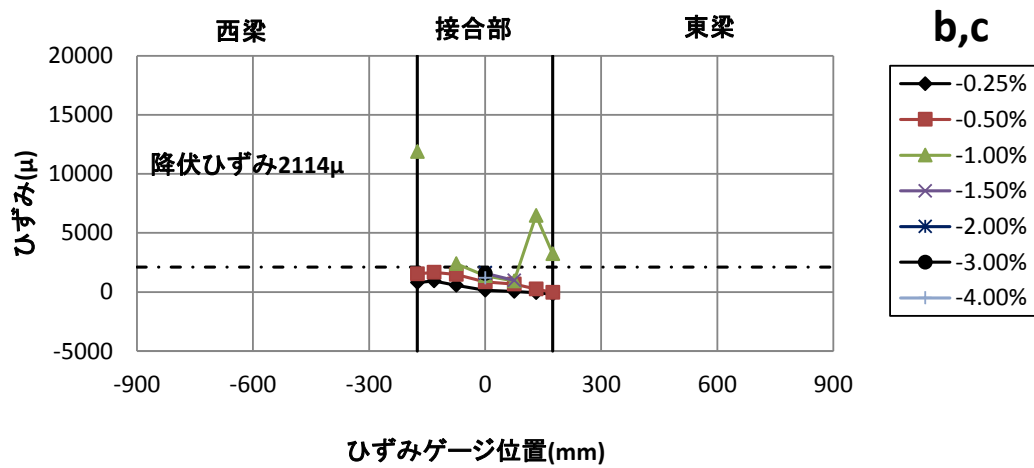
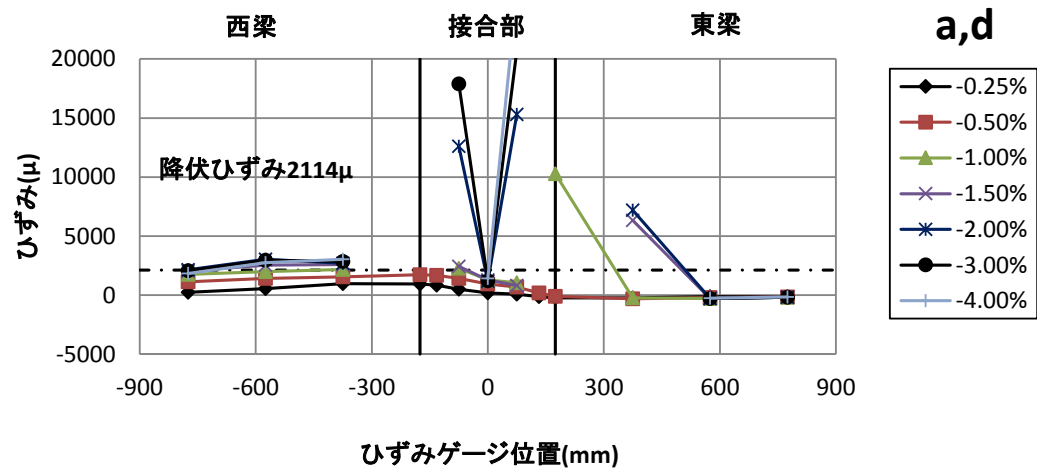


図 3.4(o) 梁主筋ひずみ分布(J4 負荷荷)

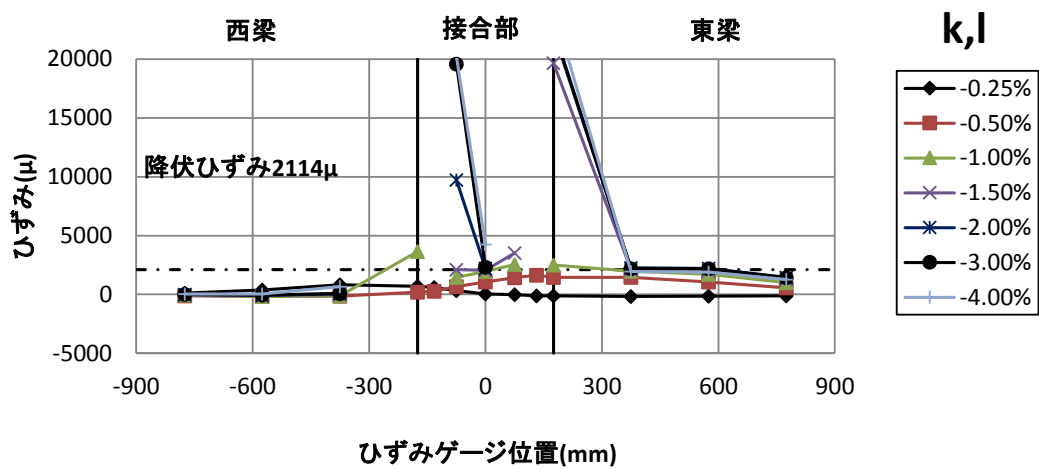
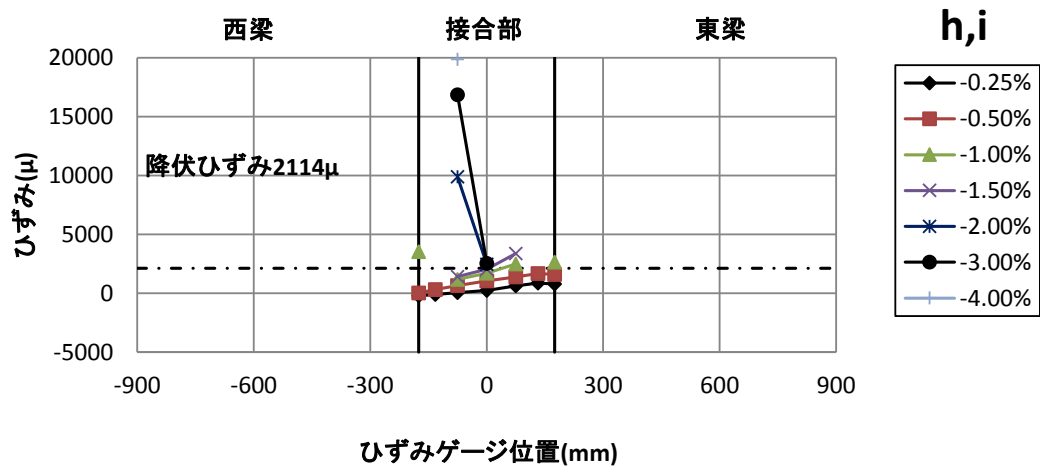
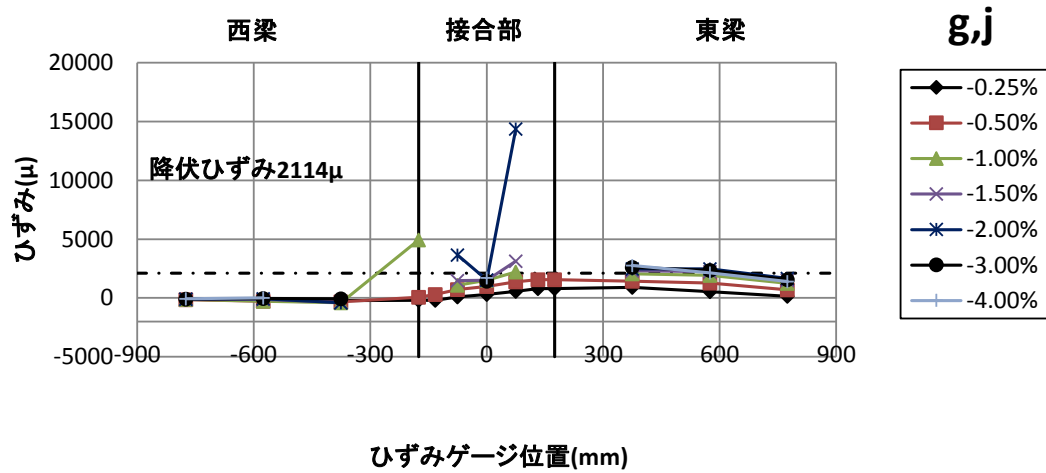


図 3.4(p) 梁主筋ひずみ分布(J4 負荷荷)

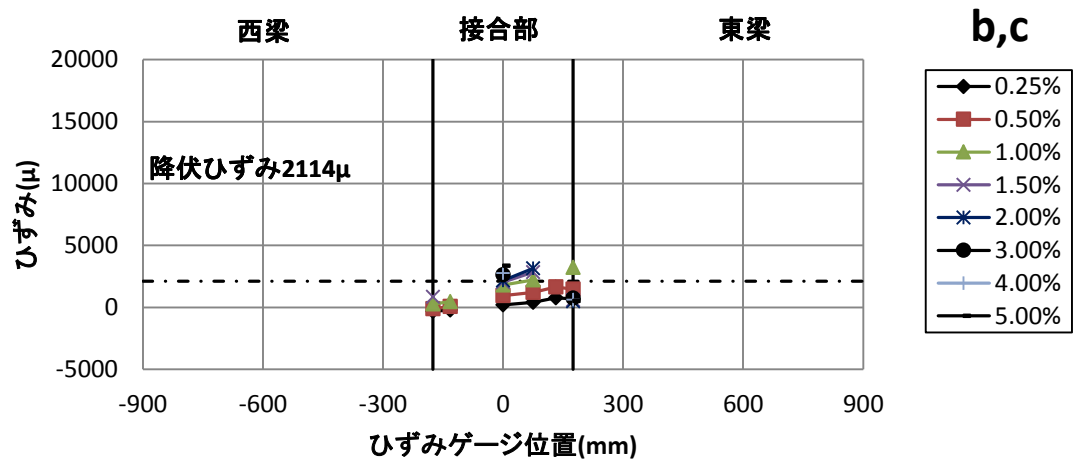
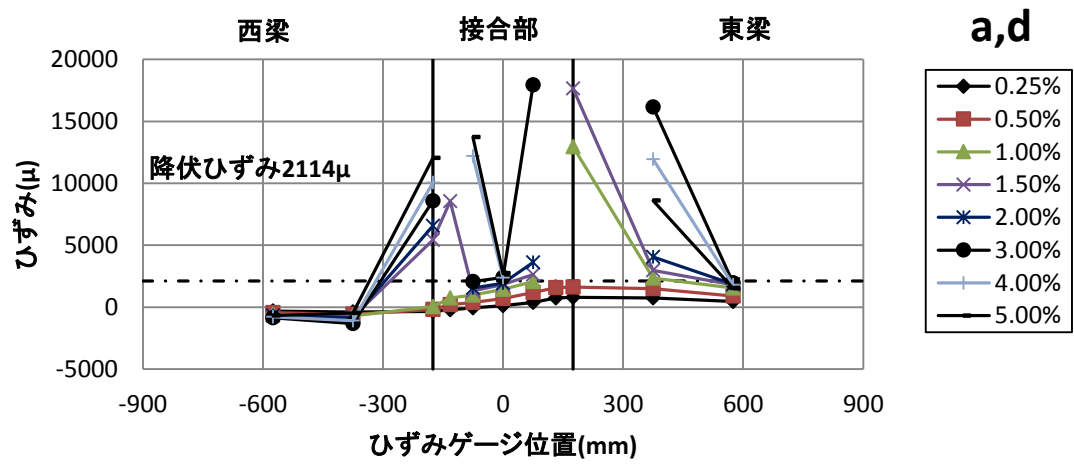


図 3.4(r) 梁主筋ひずみ分布(J5 正載荷)

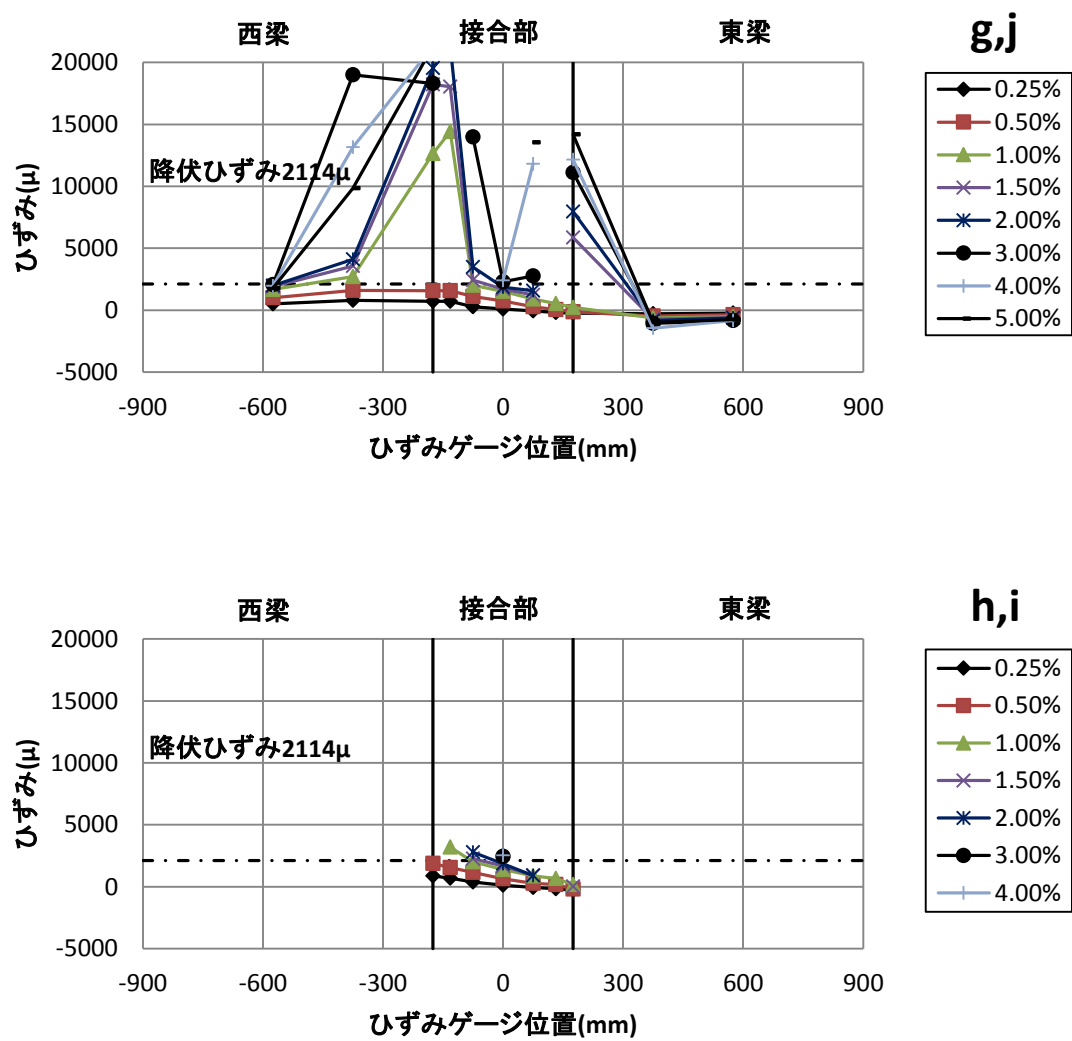


図 3.4(s) 梁主筋ひずみ分布(J5 正載荷)

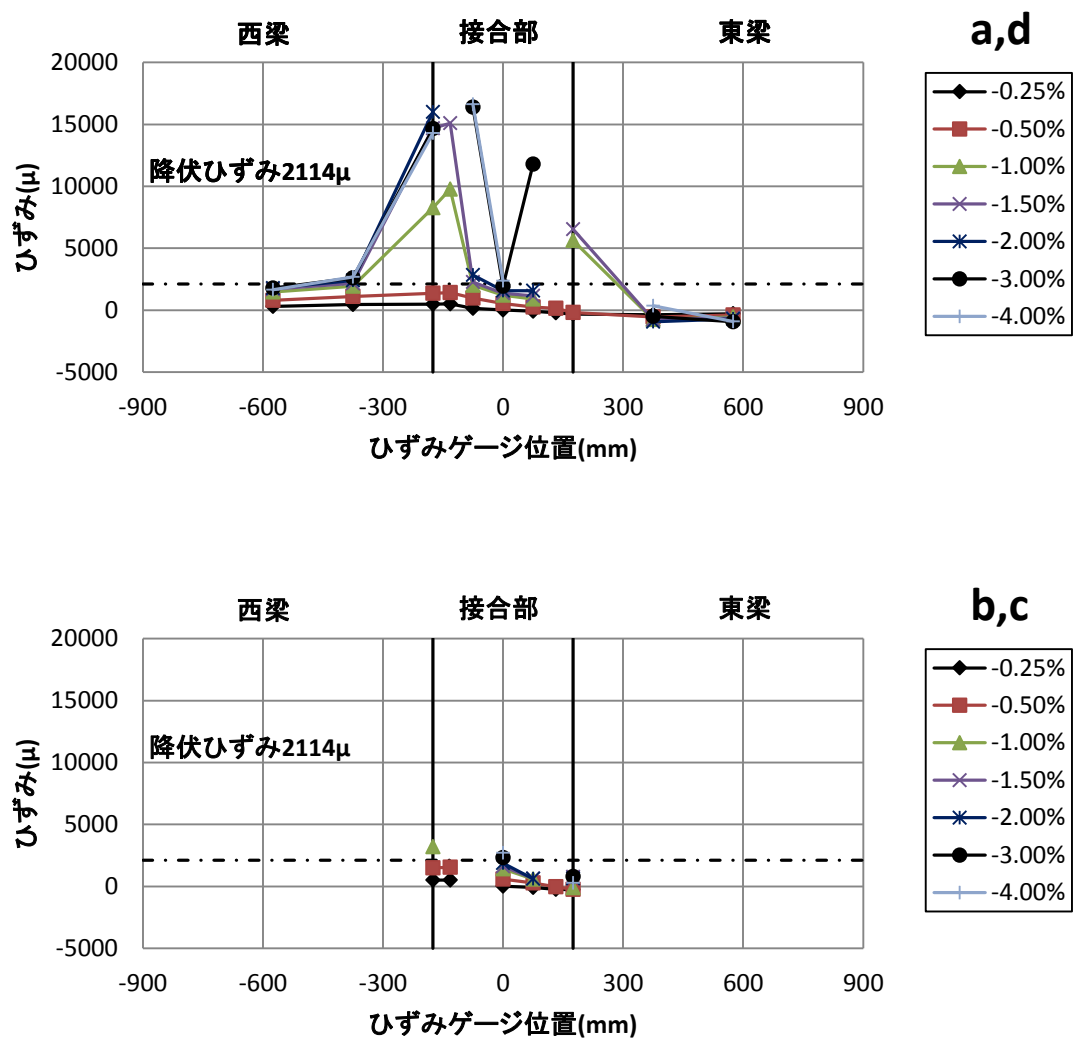


図 3.4(t) 梁主筋ひずみ分布(J5 負荷荷)

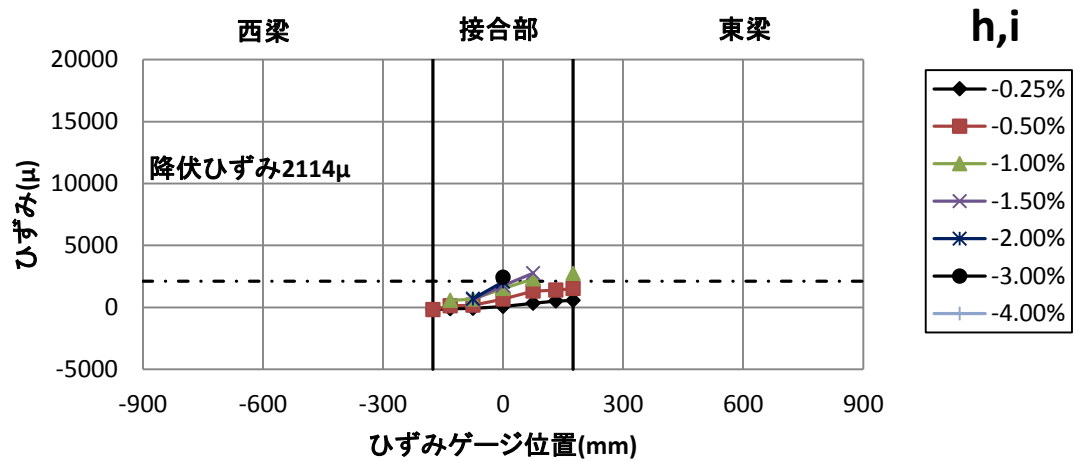
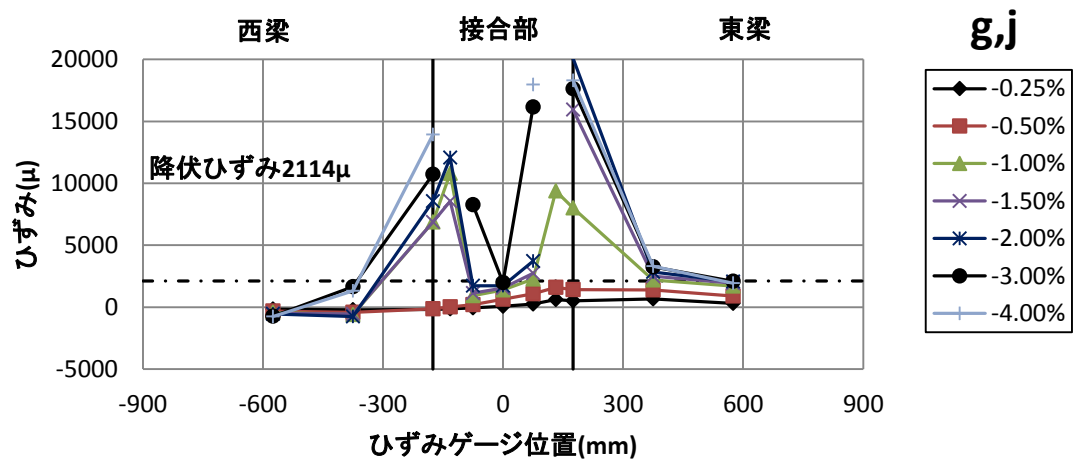


図 3.4(u) 梁主筋ひずみ分布(J5 負荷荷)

3-3-2 柱主筋のひずみ

図 3.5 に層間変形角 0.25%、0.5%、1%、1.5%、2%、3%、4%、5%(各変形角の第 1 サイクル)の柱主筋のひずみ分布を示す。柱主筋は梁フェース位置よりも接合部内対角線位置の方が早く降伏ひずみに達した。

各試験体の柱主筋の降伏状況を以下に示す。

(i)試験体 J1

柱主筋は梁フェース位置で層間変形角 4.0%~4.7%、接合部内対角線位置で層間変形角 2.5%~3.6%の間に降伏した。

(ii)試験体 J2

柱主筋は梁フェース位置で層間変形角 1.1%~1.6%、接合部内対角線位置で層間変形角 1.1~1.3%の間に降伏した。層間変形角 3.0%程度のときに圧縮側鉄筋が降伏した。圧縮側鉄筋が降伏したのは、接合部の斜めひび割れや接合部パネルの膨張によるものと思われる。

(iii)試験体 J3

柱主筋は梁フェース位置で層間変形角 1.3%~1.5%、接合部内対角線位置で層間変形角 1.1%~1.4%の間に降伏した。

(iv)試験体 J4

柱主筋は梁フェース位置で層間変形角 1.7%~3.0%、接合部内対角線位置で層間変形角 1.1%~1.5%の間に降伏した。

(v)試験体 J5

柱主筋は梁フェース位置で層間変形角 1.4%~1.5%、接合部内対角線位置で層間変形角 1.1%~1.2%の間に降伏した。

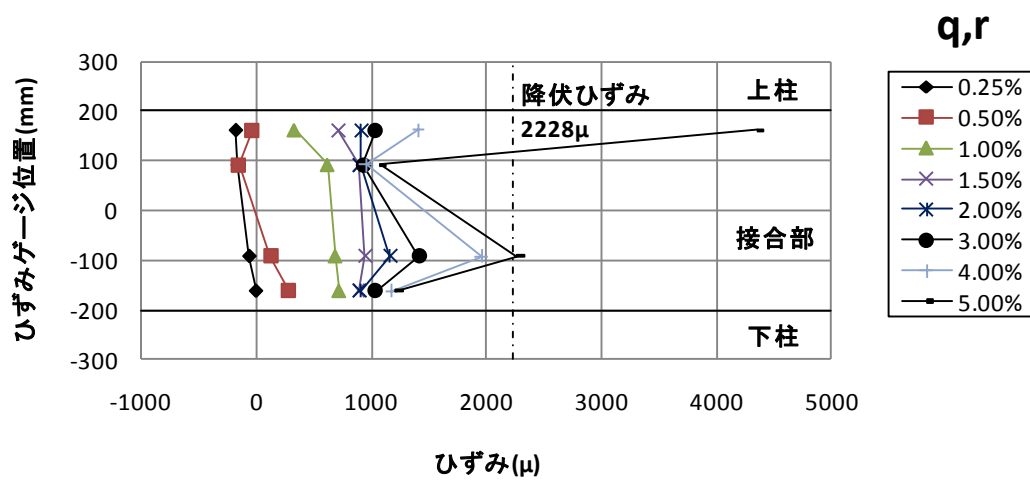
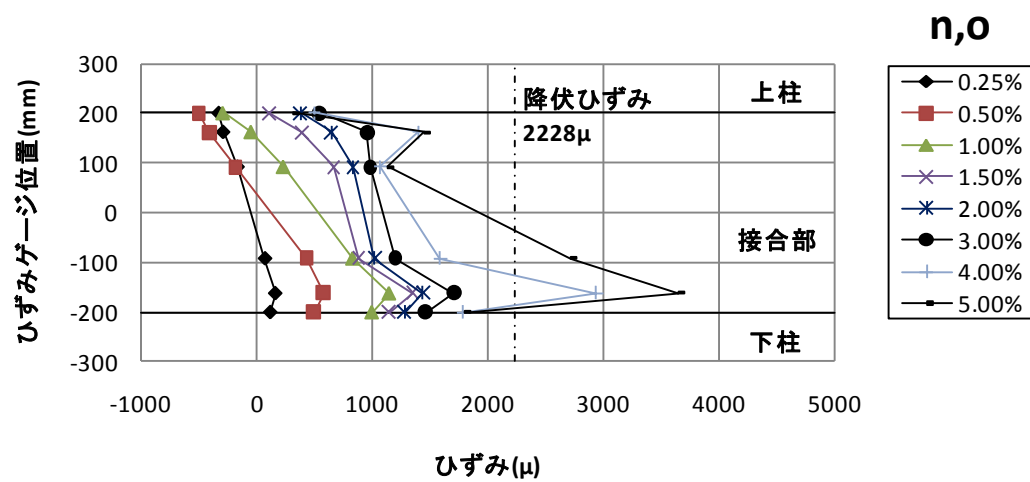
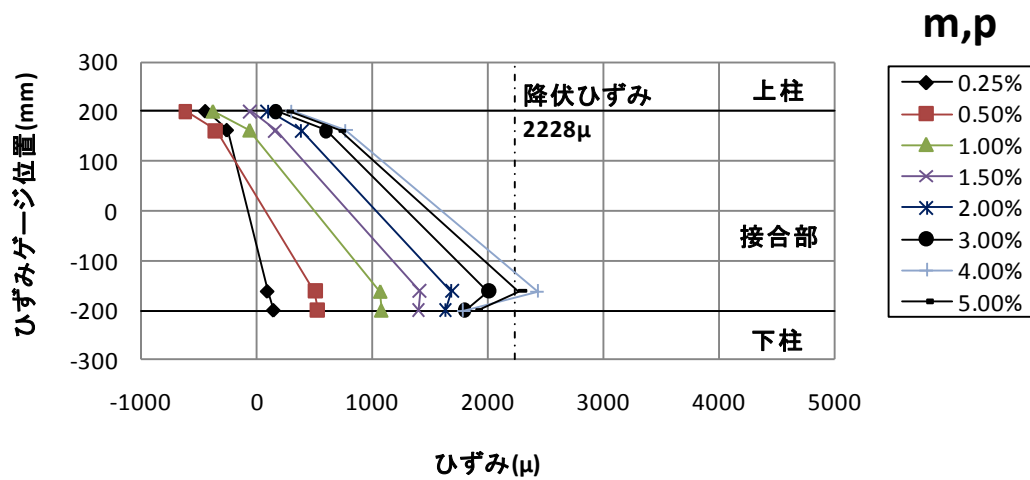


図 3.5(a) 柱主筋ひずみ分布(J1 正載荷)

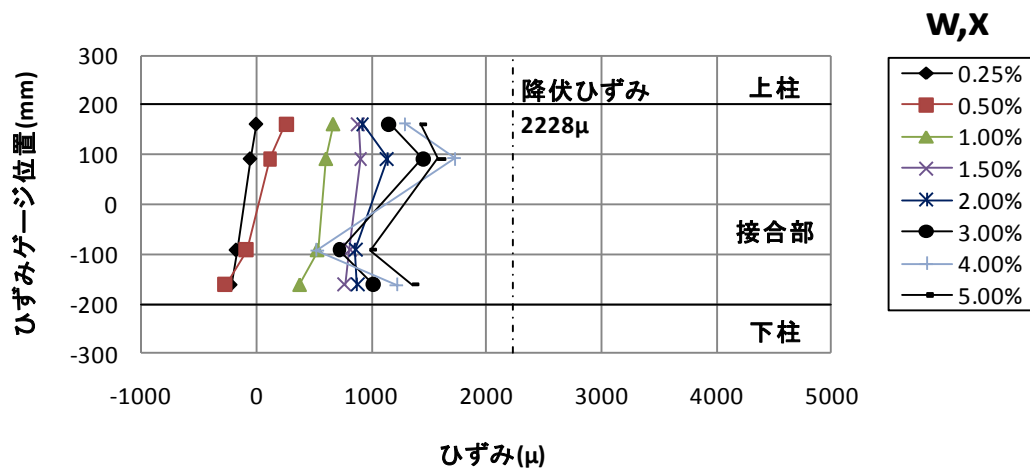
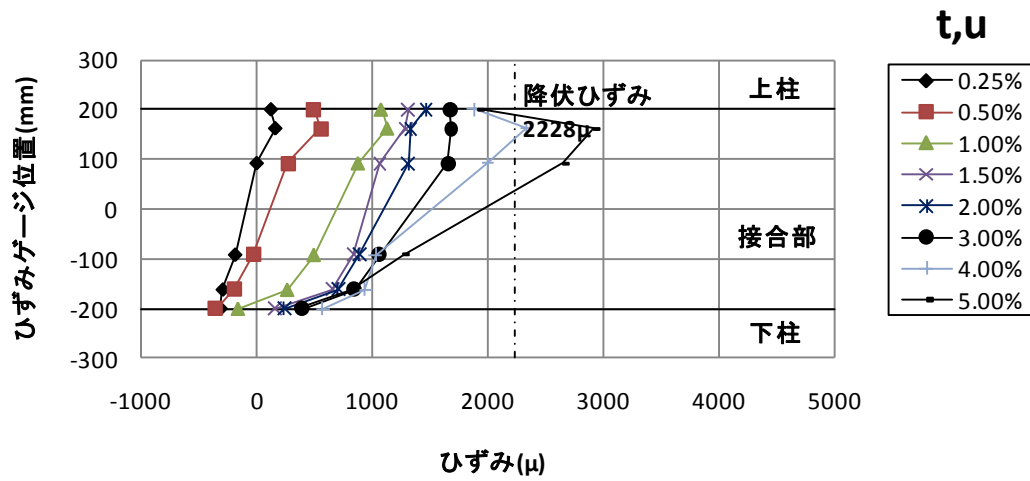
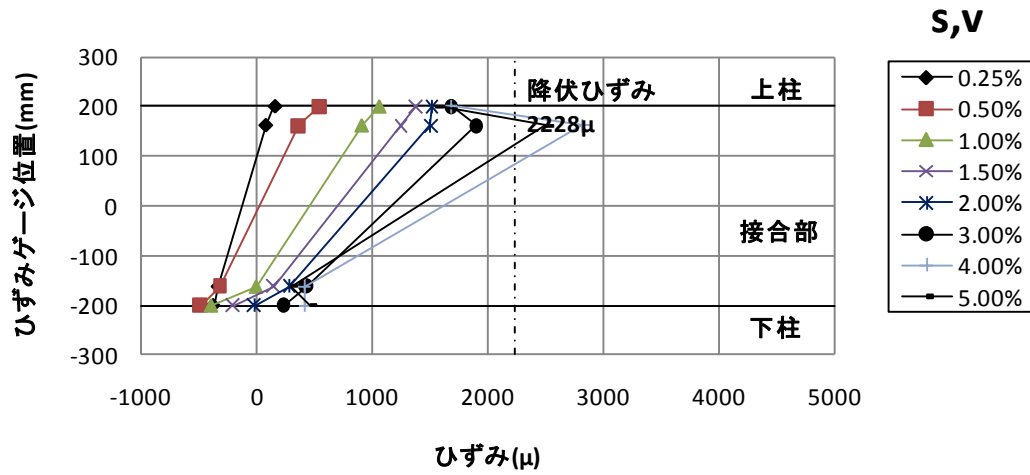


図 3.5(b) 柱主筋ひずみ分布(J1 正載荷)

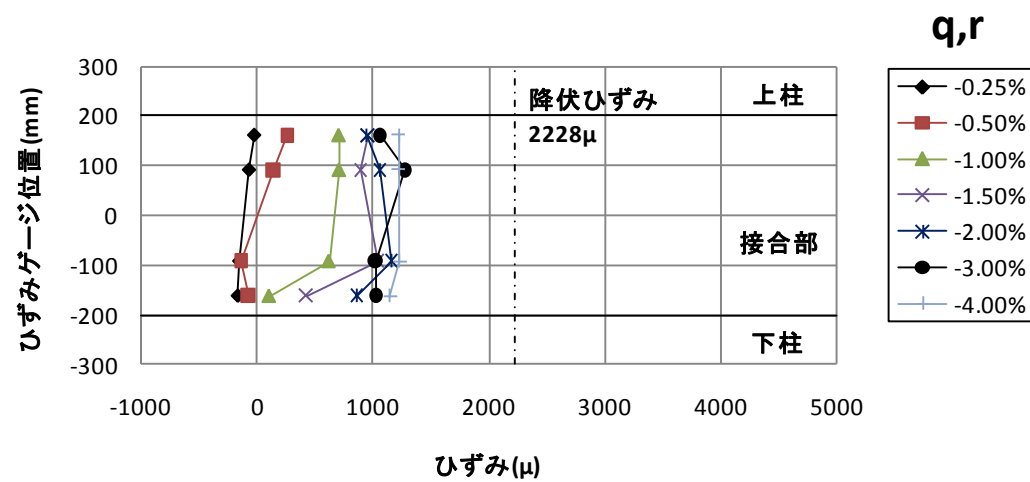
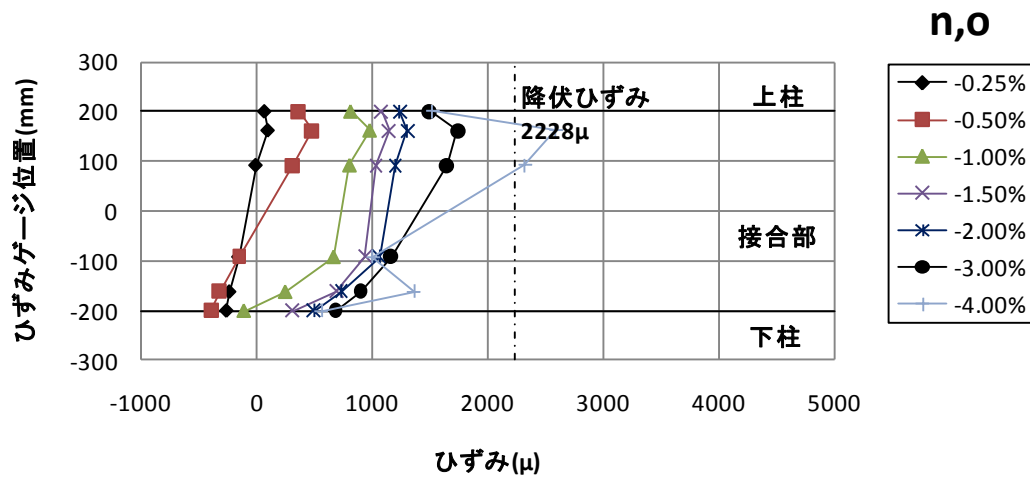
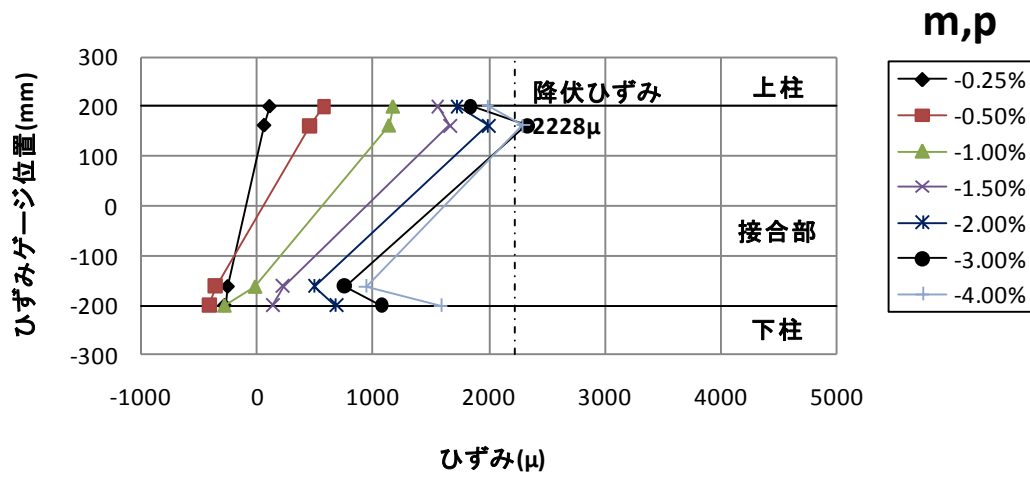


図 3.5(c) 柱主筋ひずみ分布(J1 負荷荷)

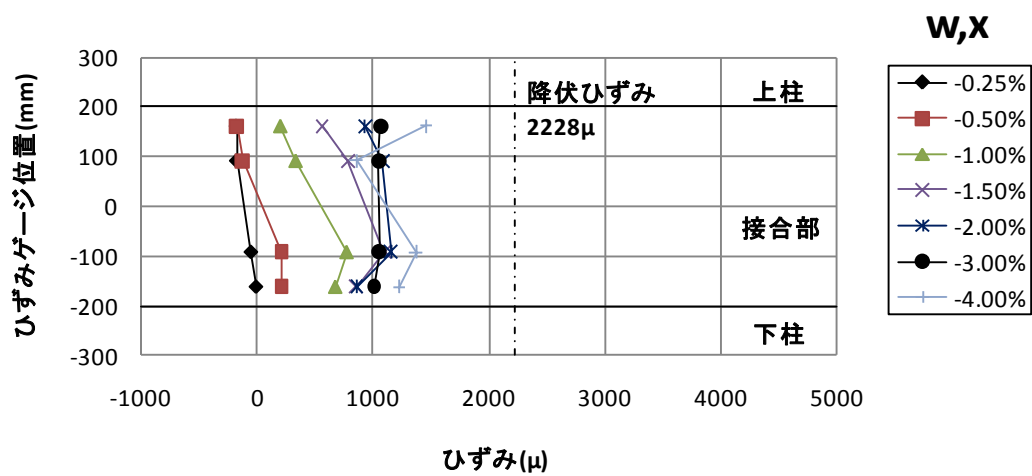
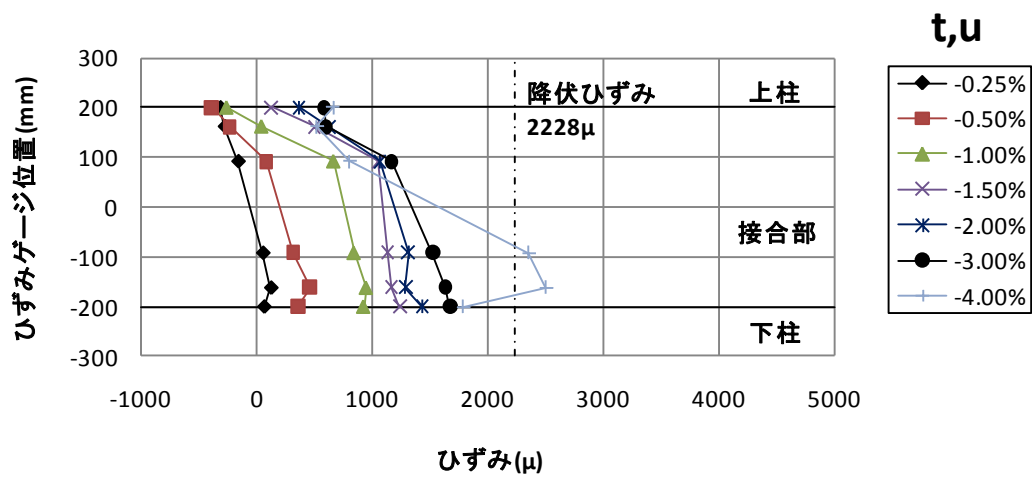
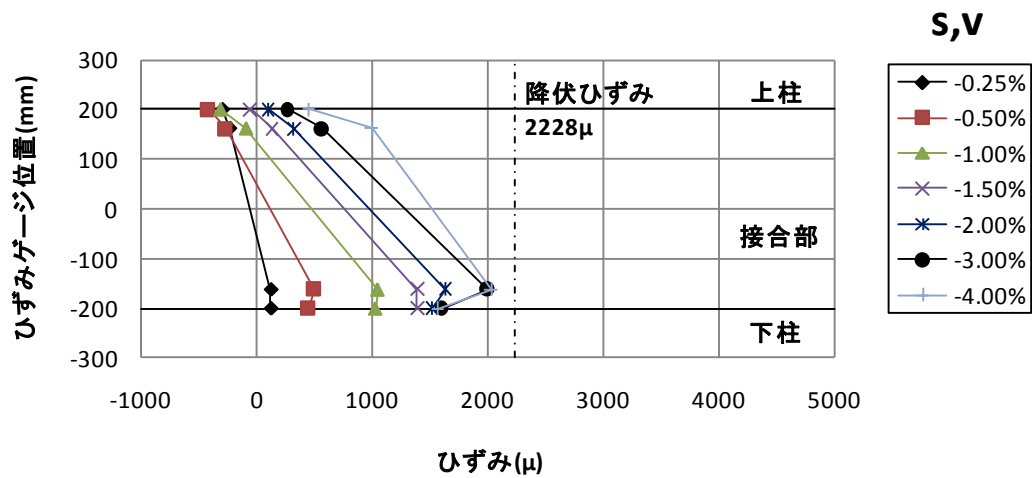


図 3.5(d) 柱主筋ひずみ分布(J1 負荷荷)

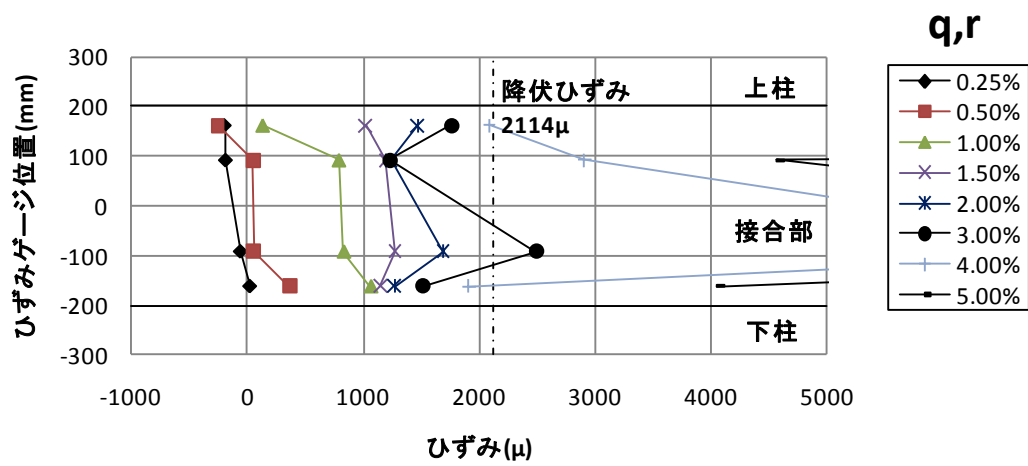
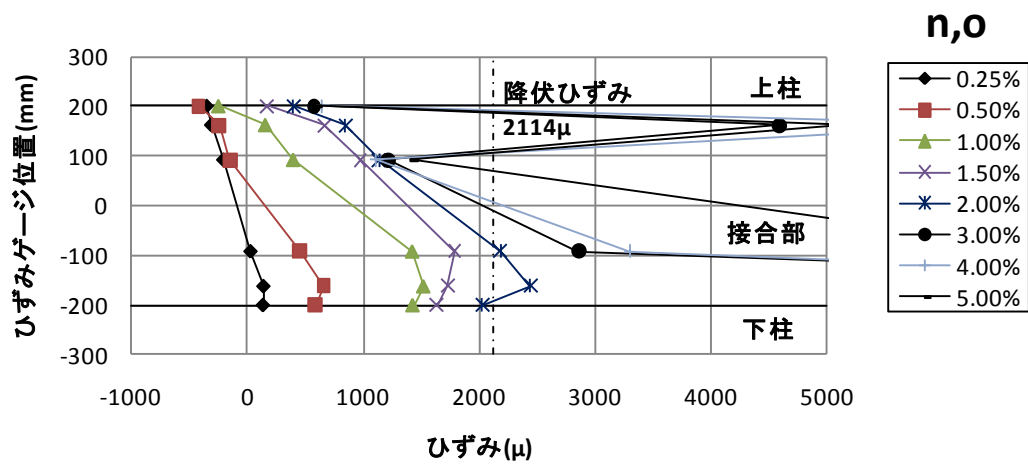
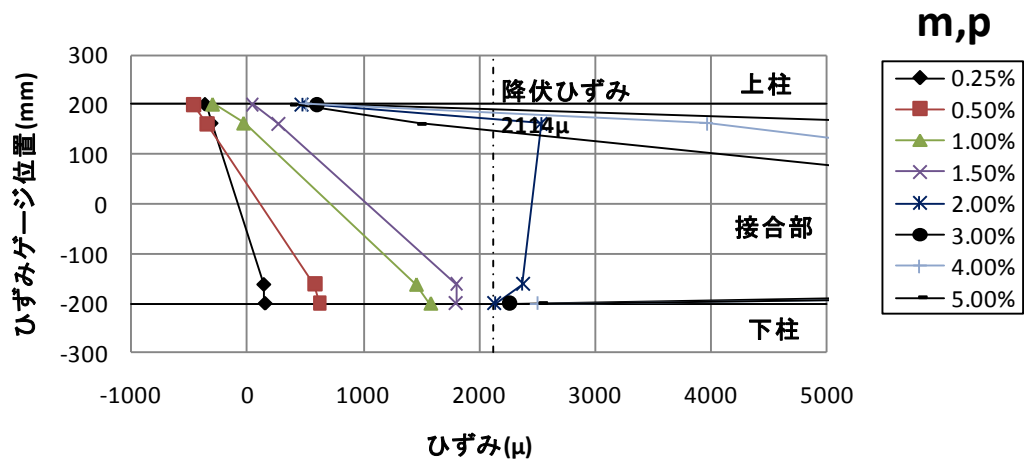


図 3.5(e) 柱主筋ひずみ分布(J2 正載荷)

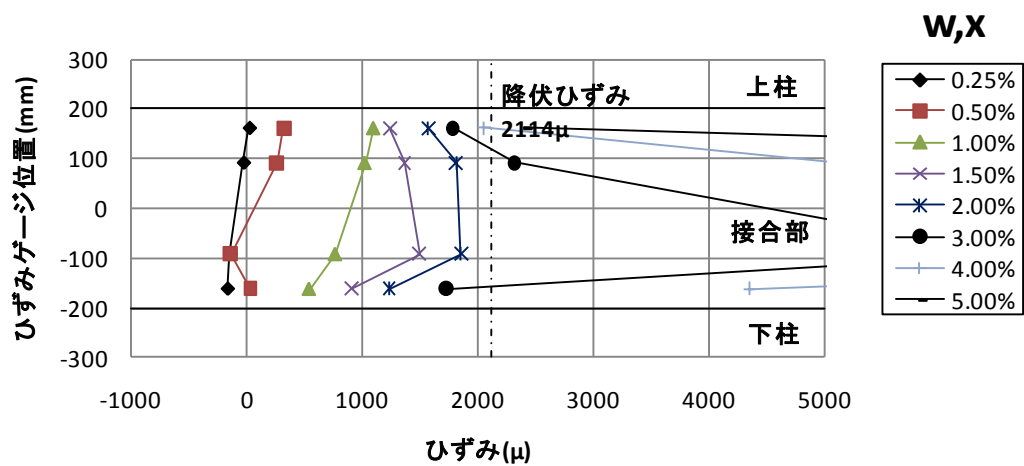
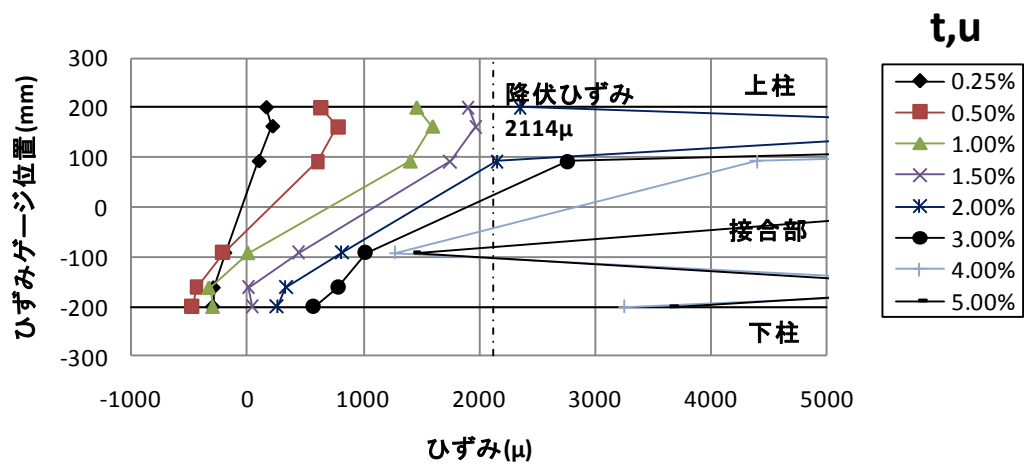
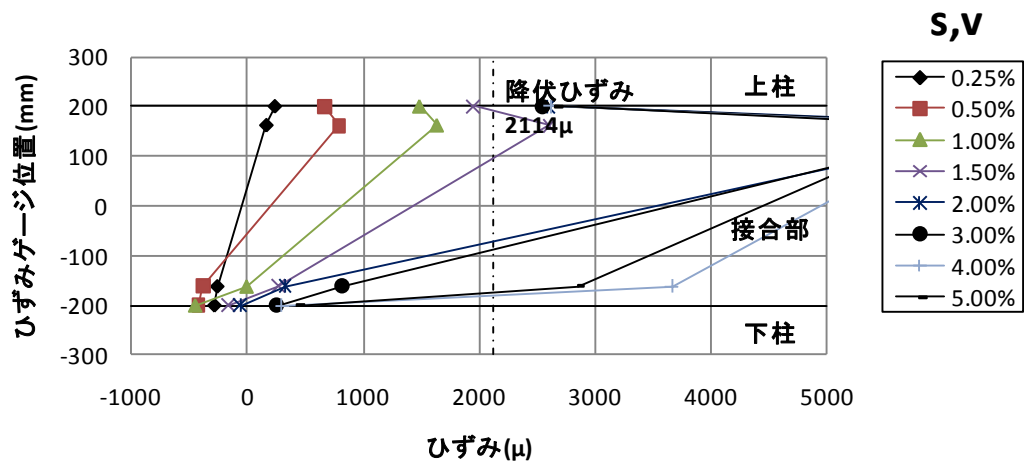


図 3.5(f) 柱主筋ひずみ分布(J2 正載荷)

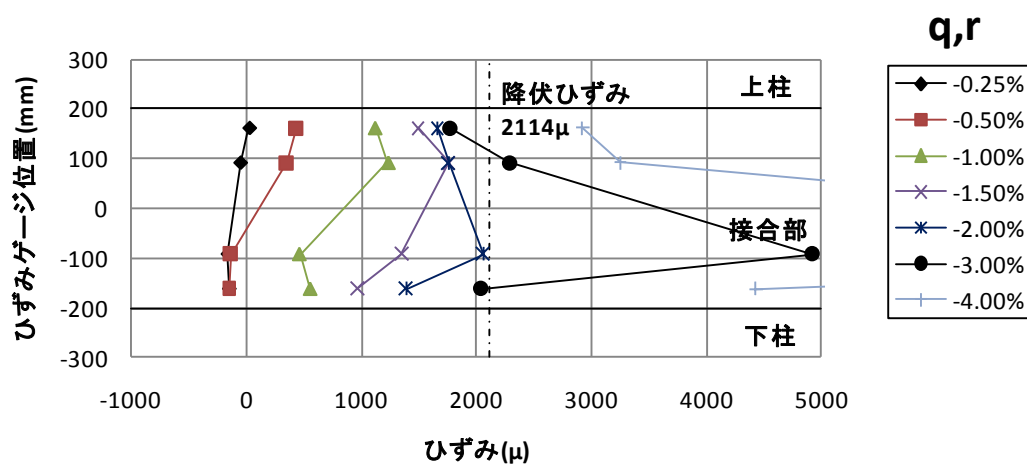
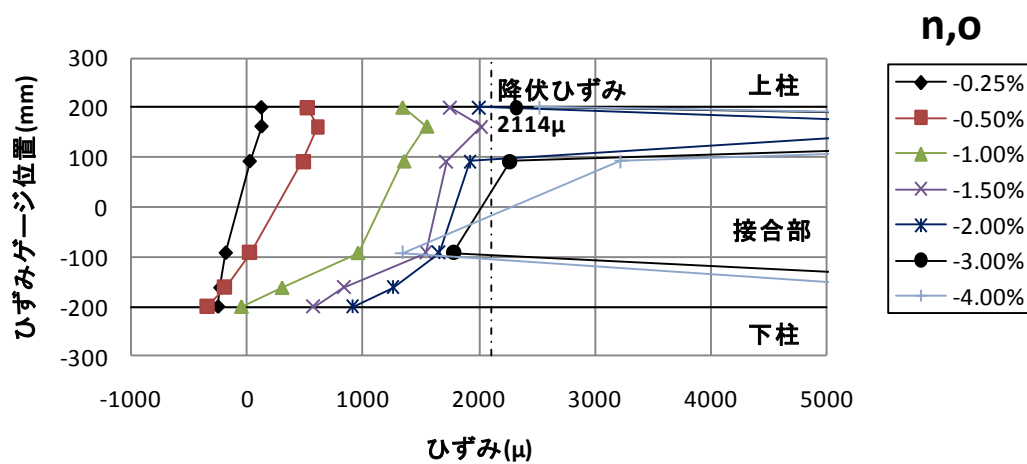
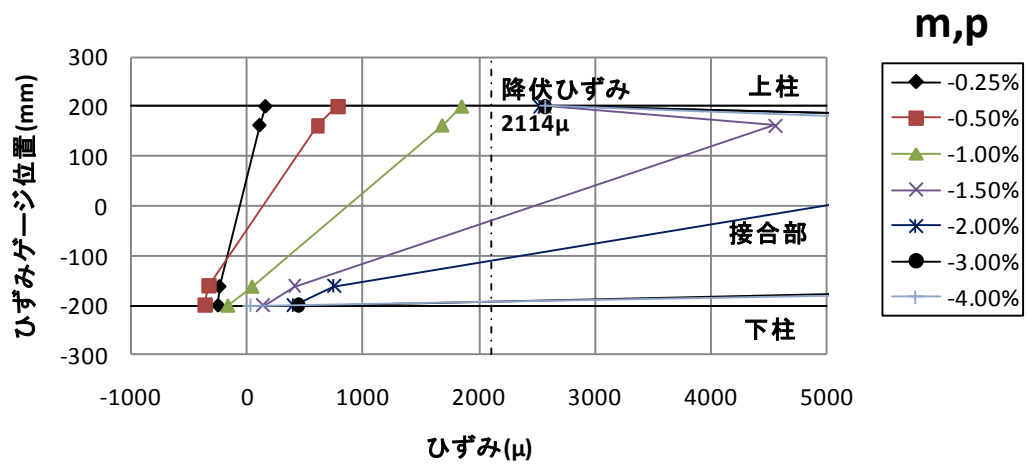


図 3.5(g) 柱主筋ひずみ分布(J2 負荷荷)

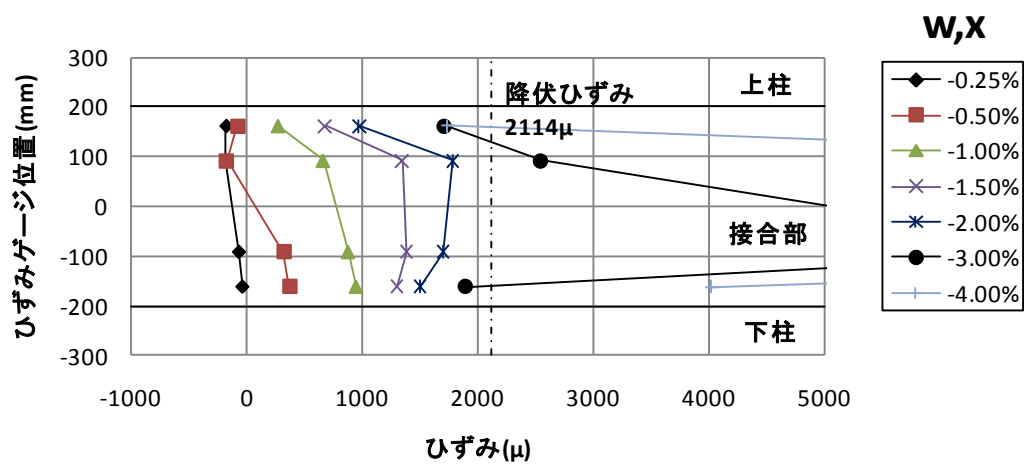
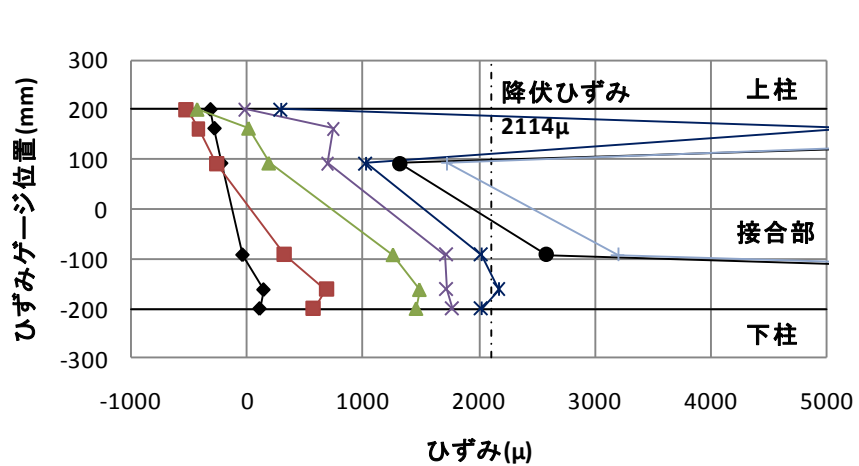
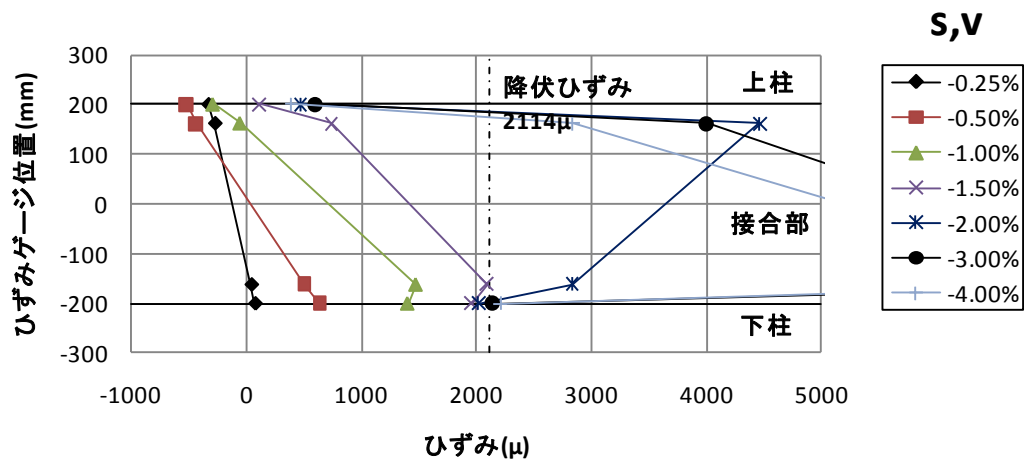


図 3.5(h) 柱主筋ひずみ分布(J2 負荷荷)

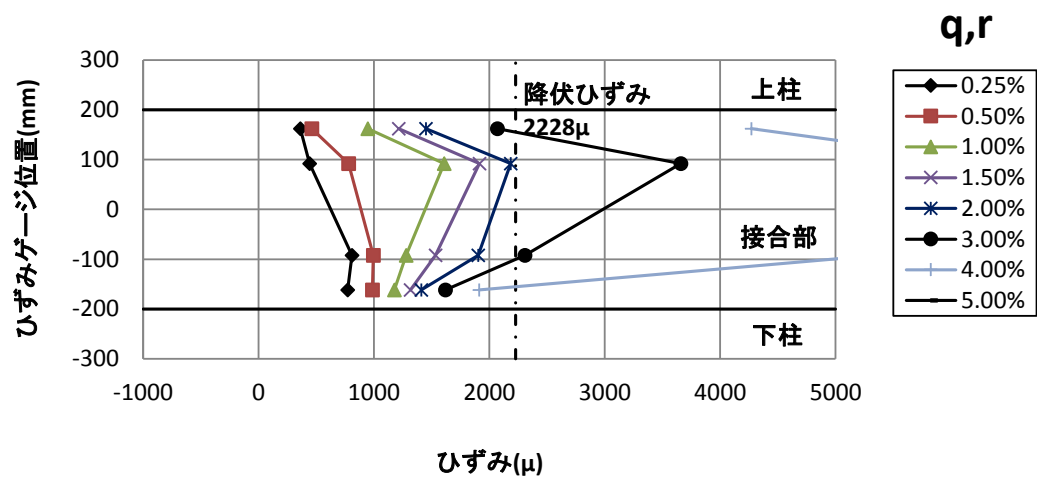
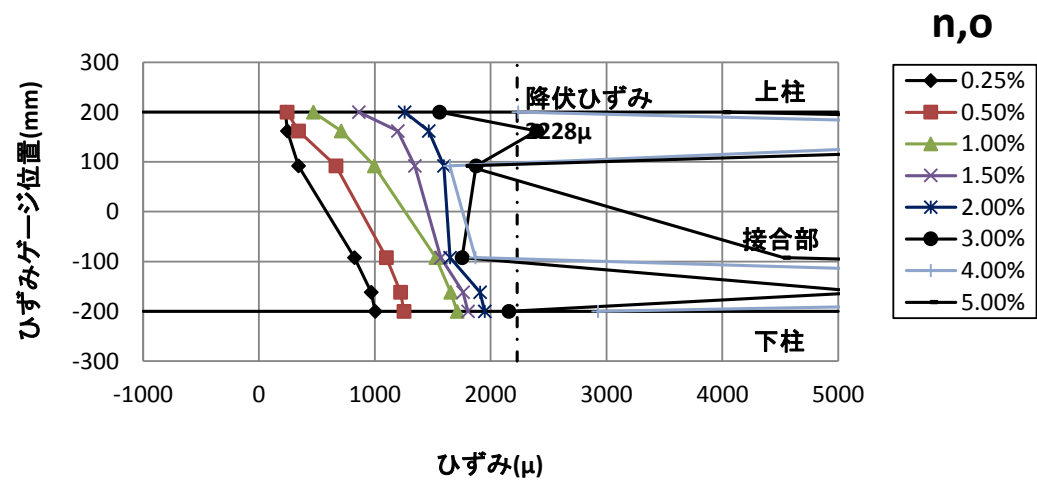
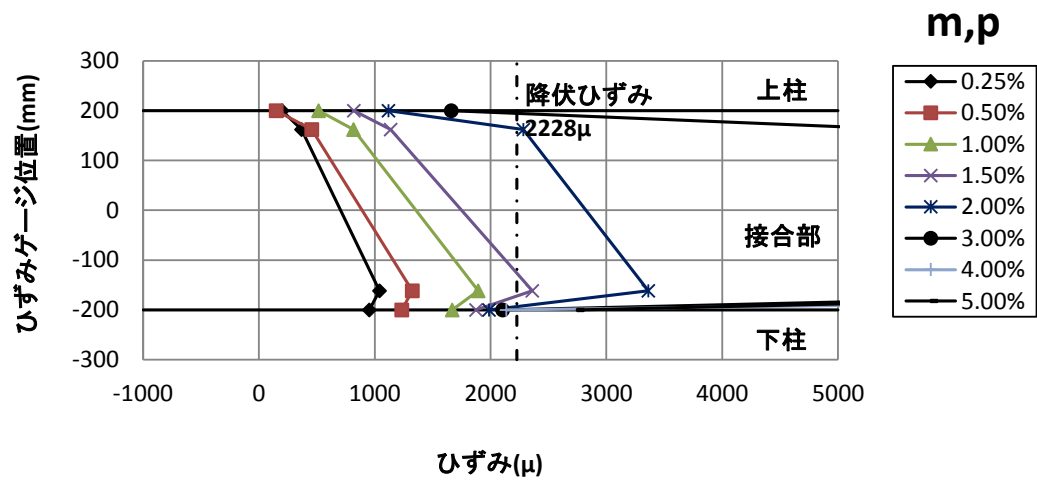


図 3.5(i) 柱主筋ひずみ分布(J3 正載荷)

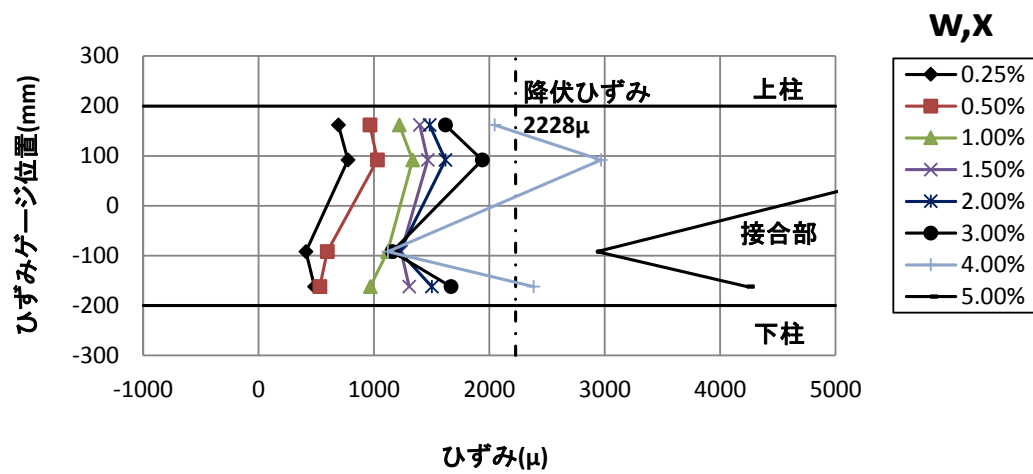
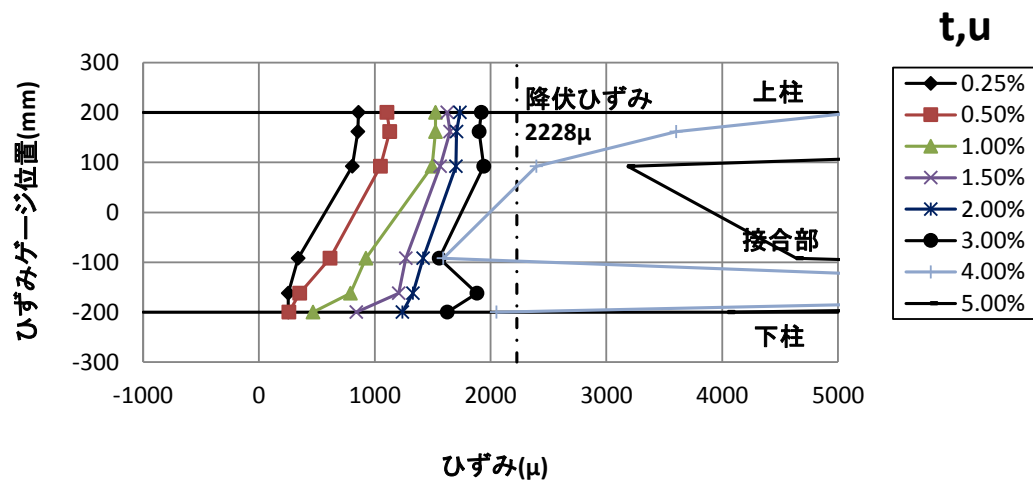
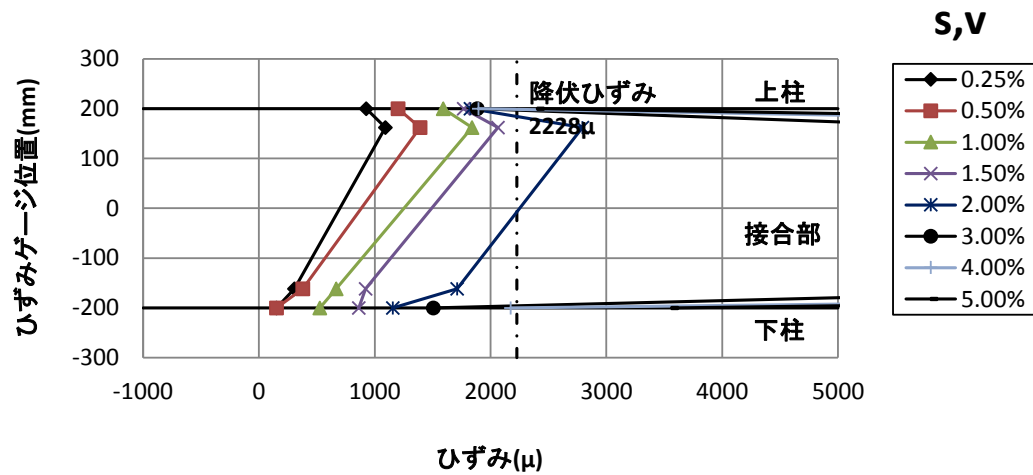


図 3.5(j) 柱主筋ひずみ分布(J3 正載荷)

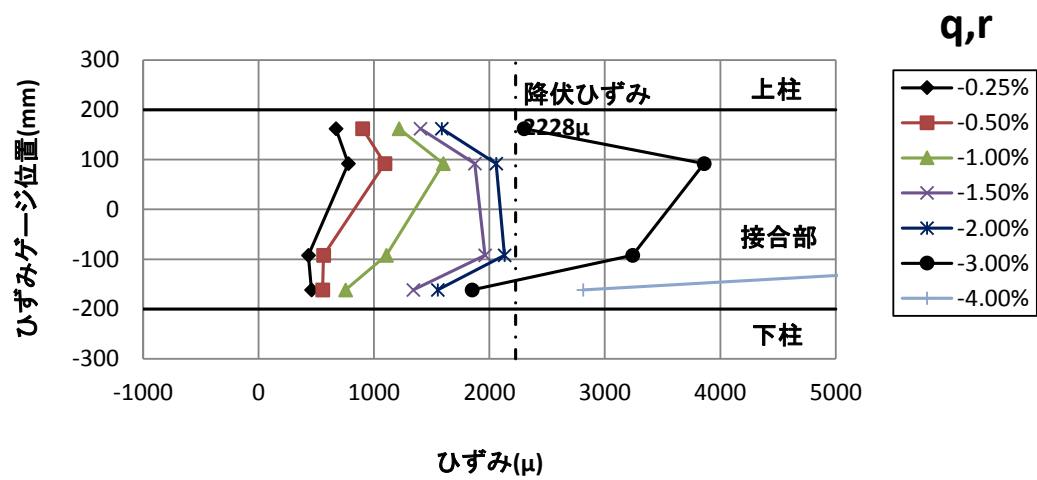
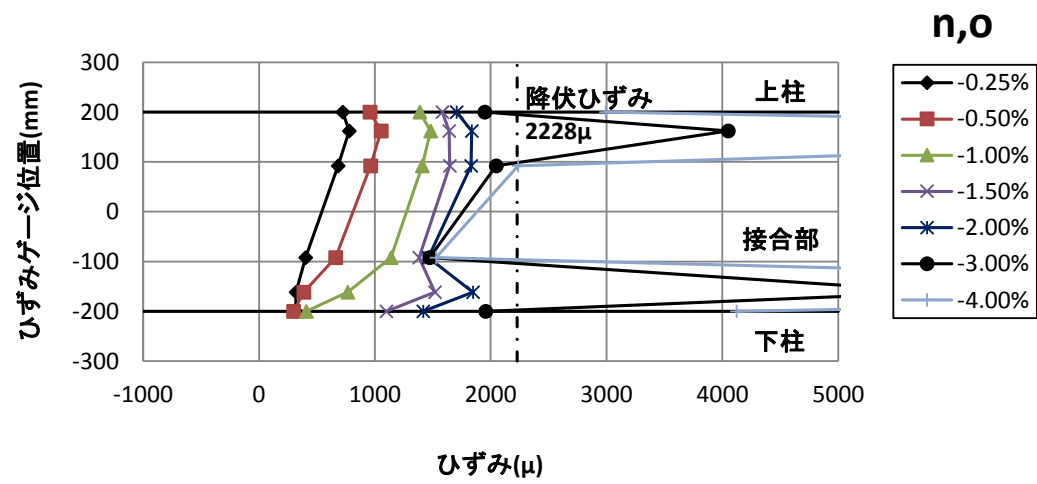
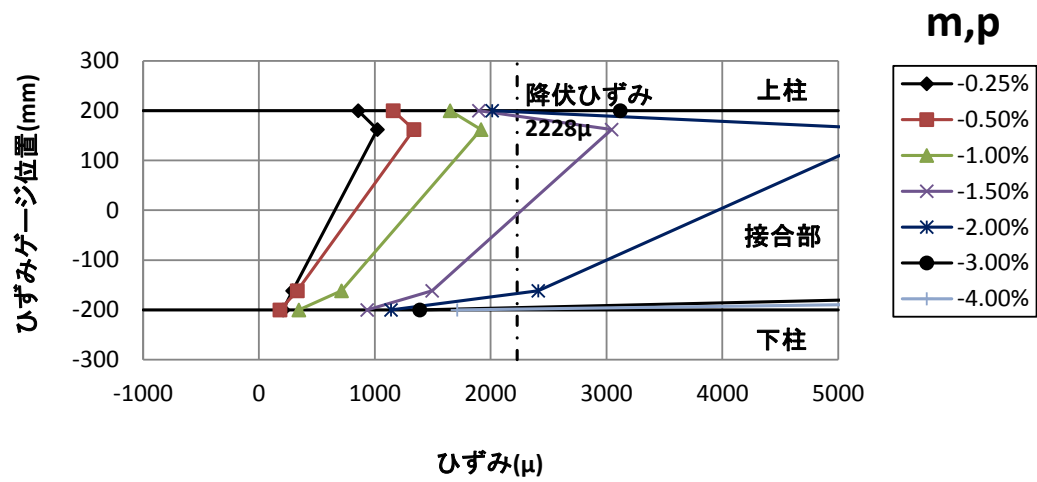


図 3.5(k) 柱主筋ひずみ分布(J3 負荷荷)

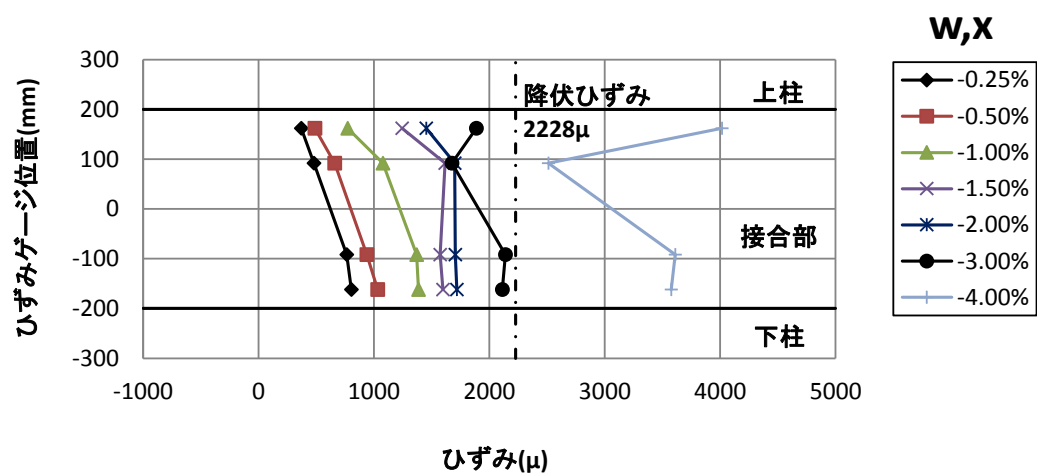
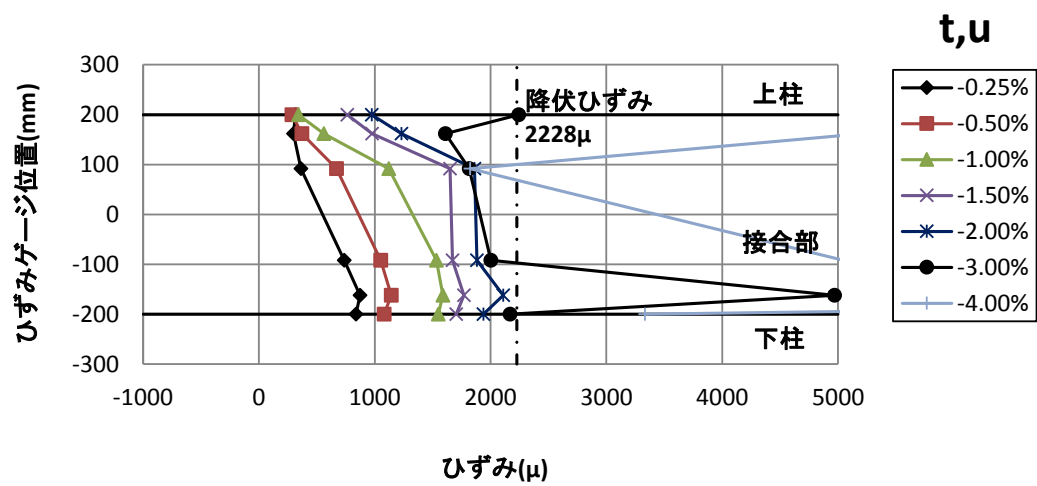
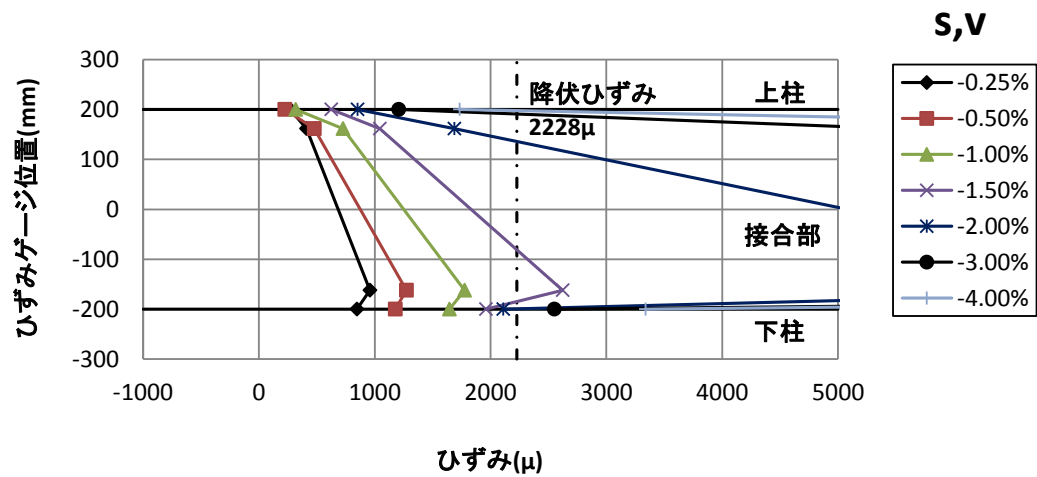


図 3.5(I) 柱主筋ひずみ分布(J3 負荷荷)

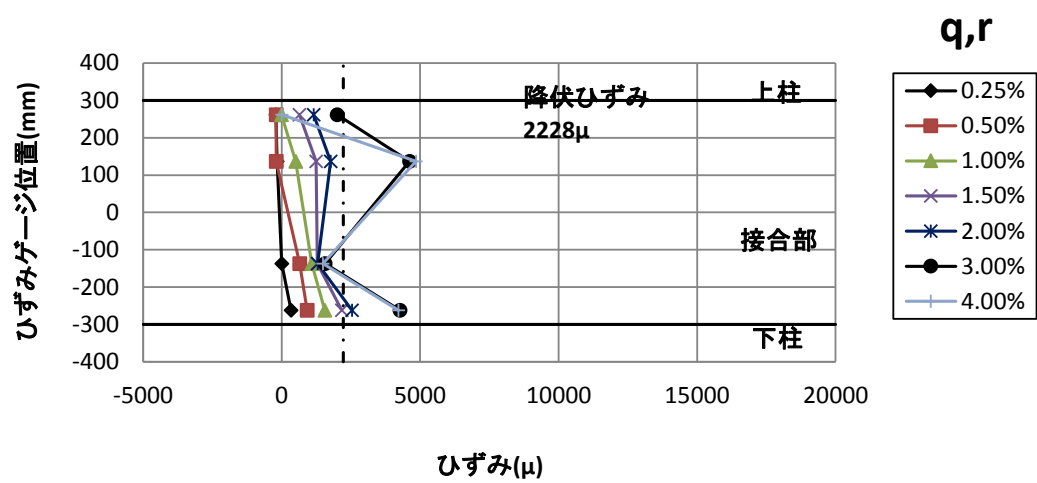
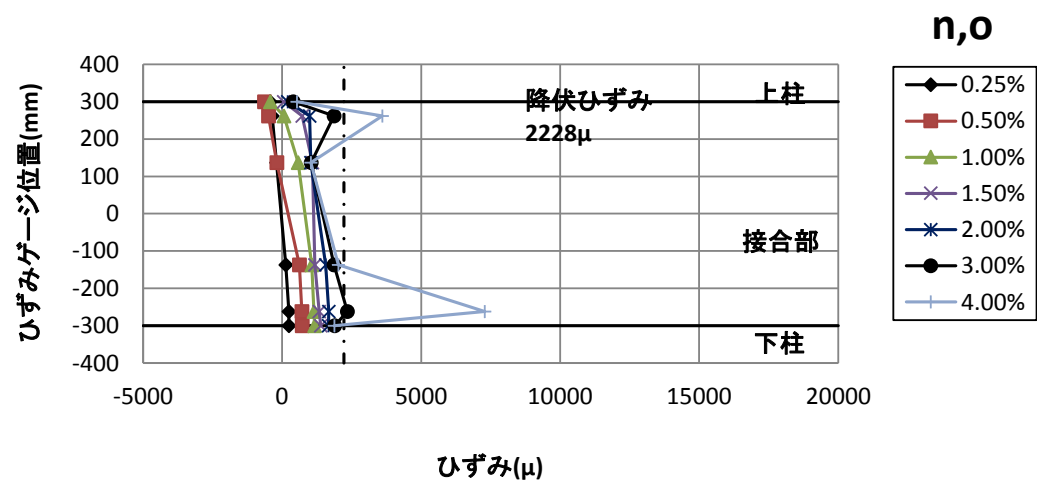
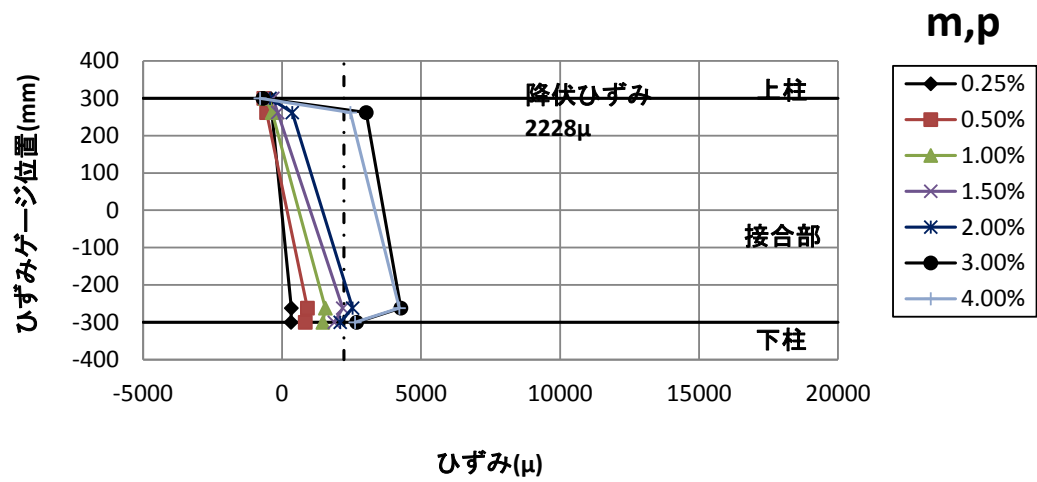


図 3.5(m) 柱主筋ひずみ分布(J4 正載荷)

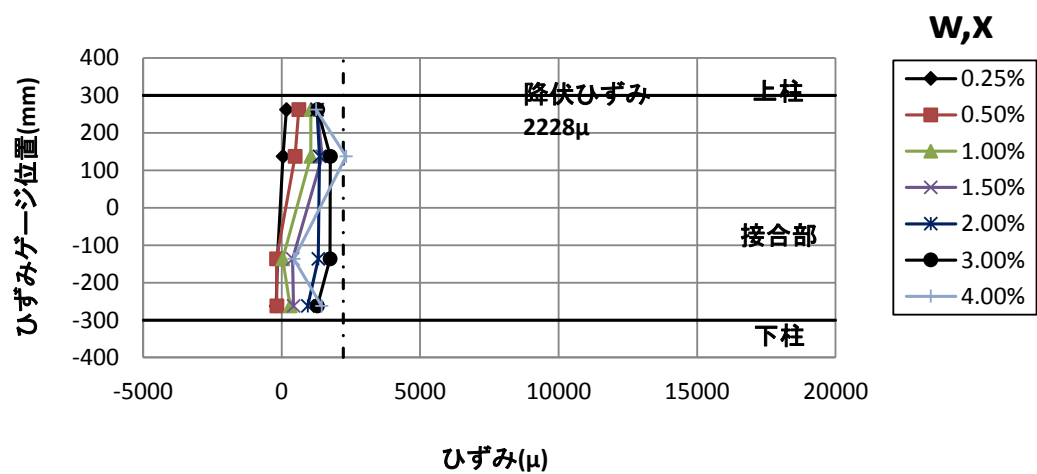
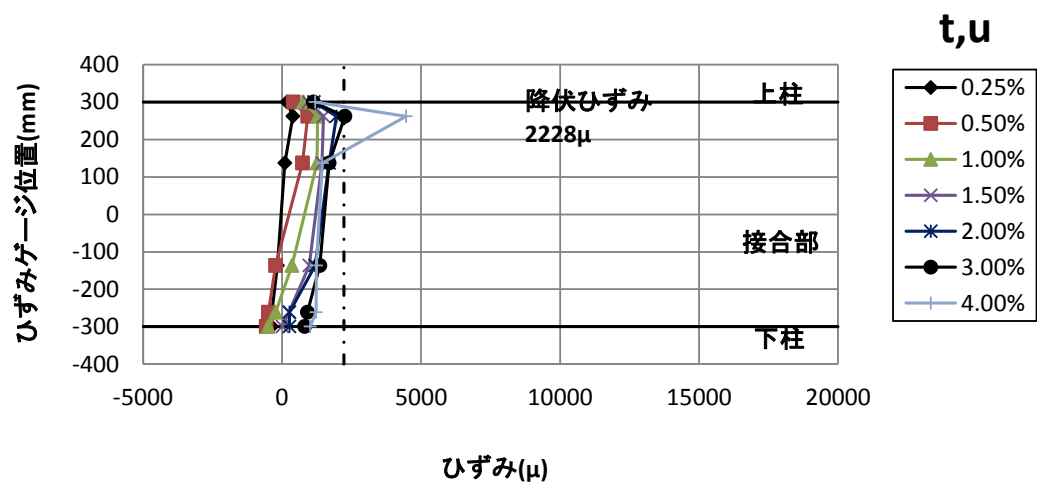
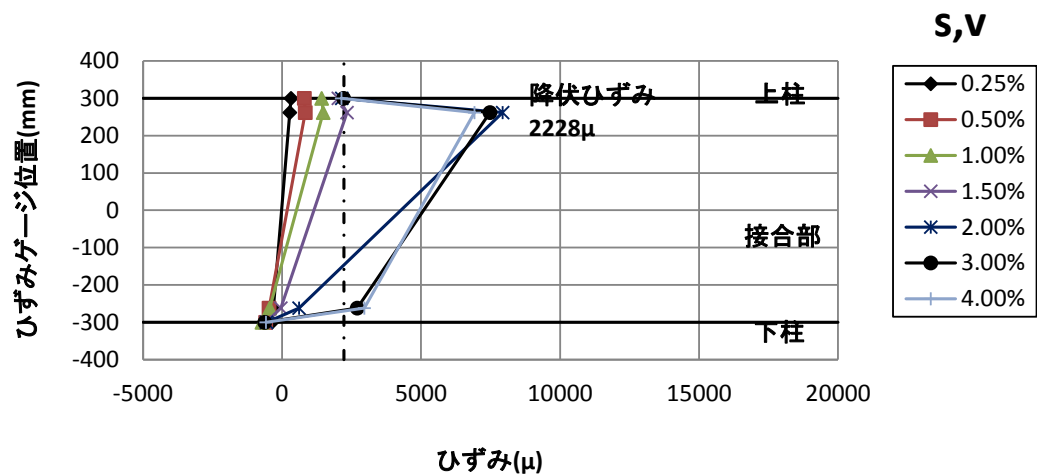


図 3.5(n) 柱主筋ひずみ分布(J4 正載荷)

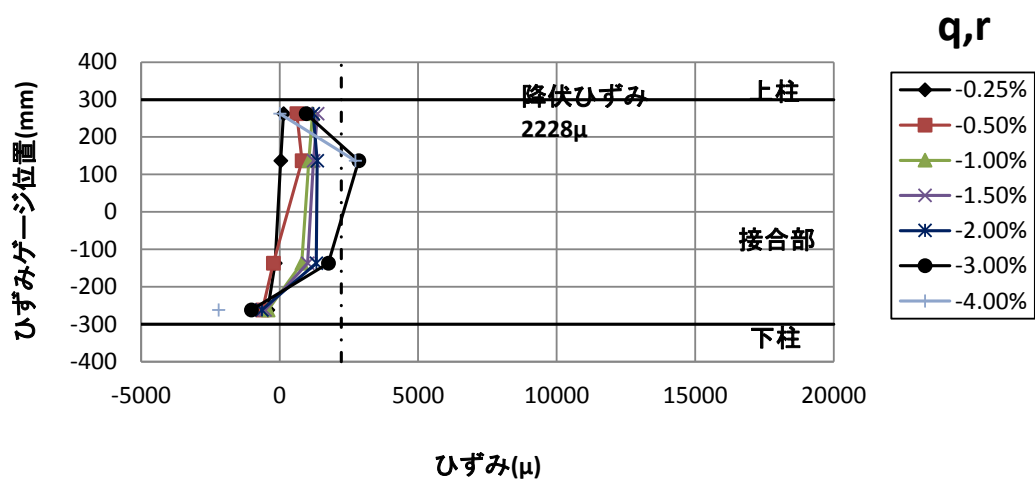
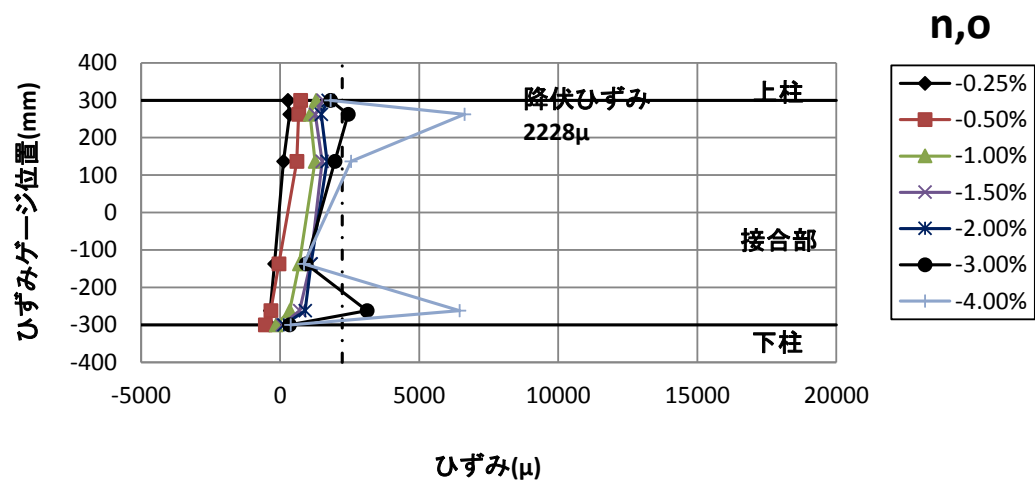
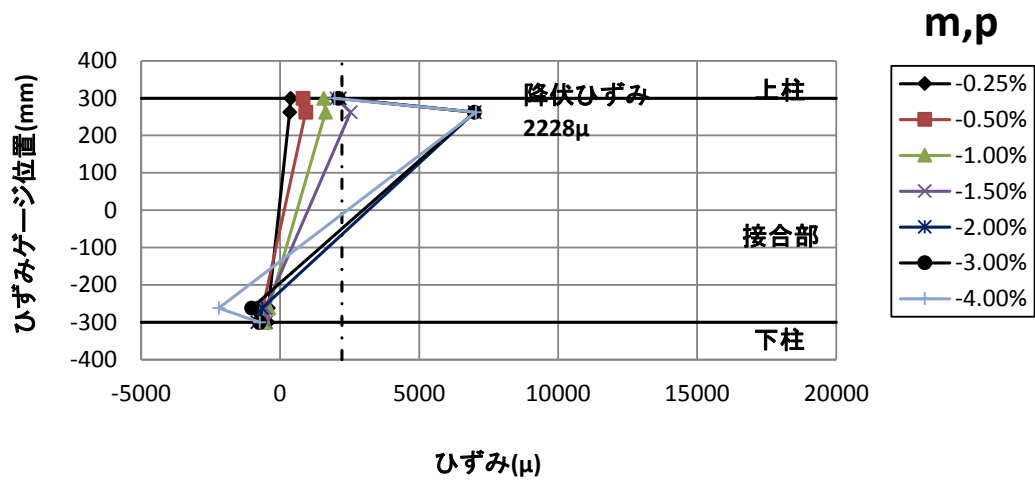


図 3.5(o) 柱主筋ひずみ分布(J4 負荷荷)

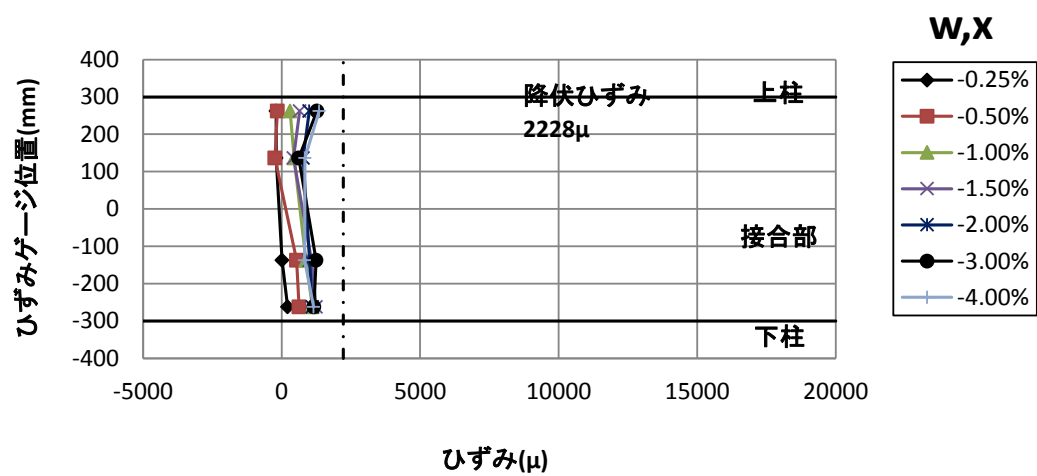
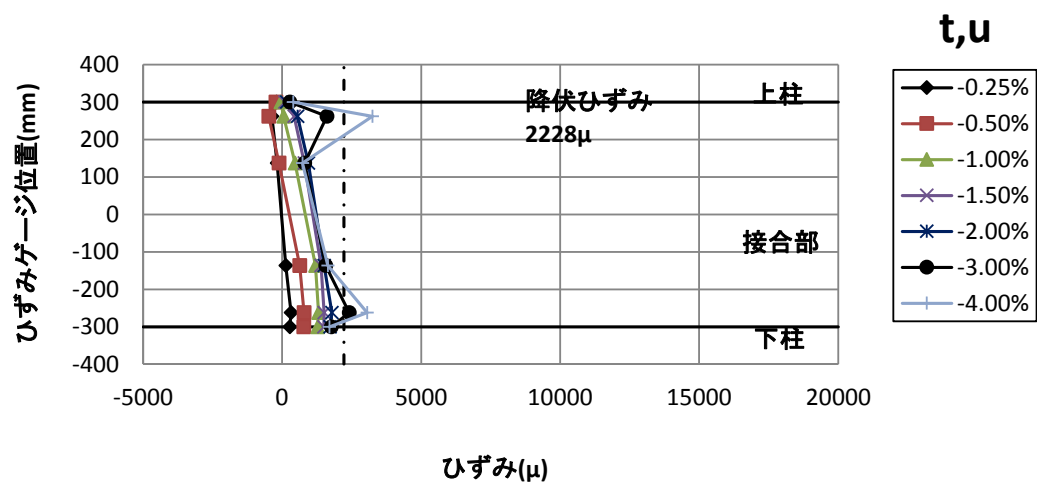
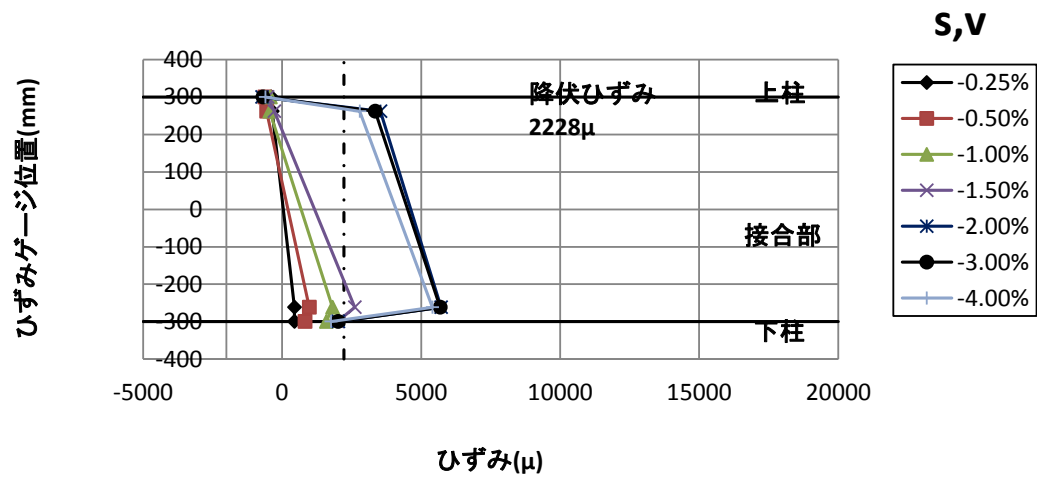


図 3.5(o) 柱主筋ひずみ分布(J4 負荷荷)

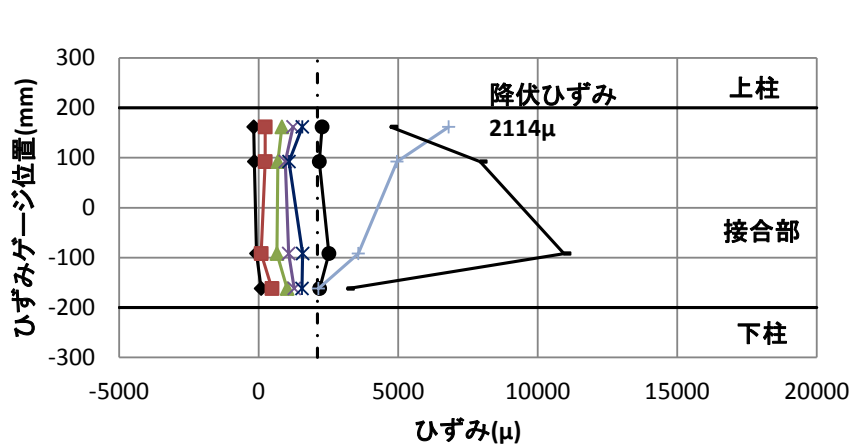
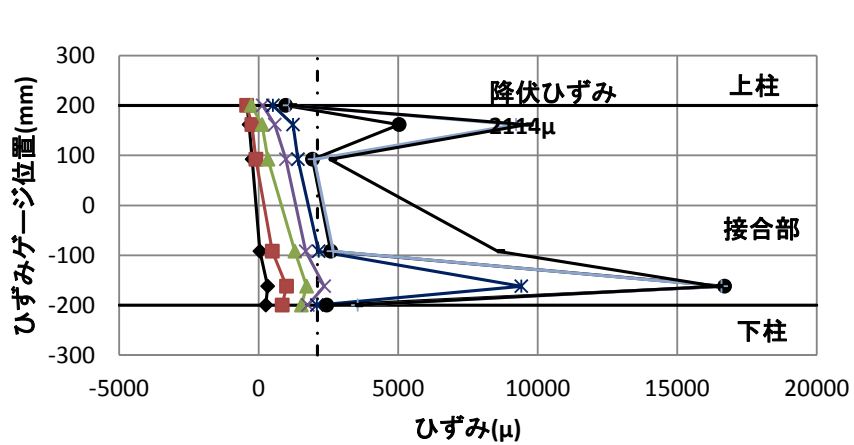
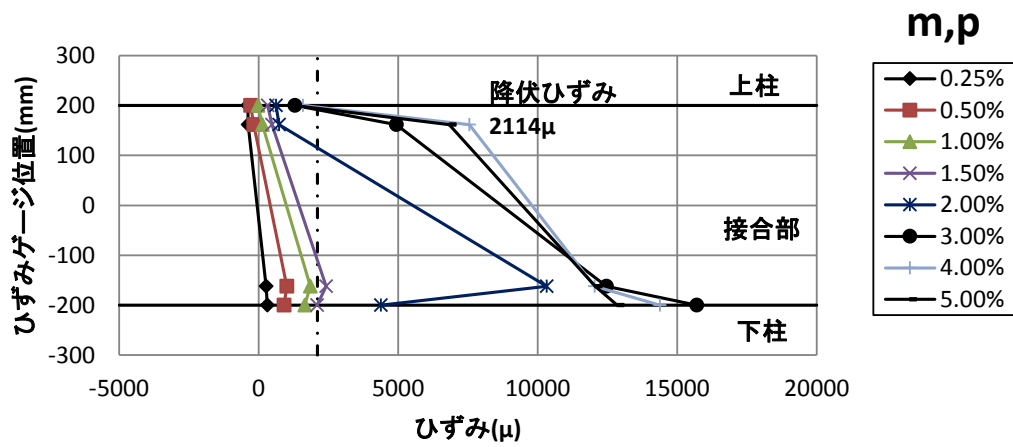


図 3.5(p) 柱主筋ひずみ分布(J5 正載荷)

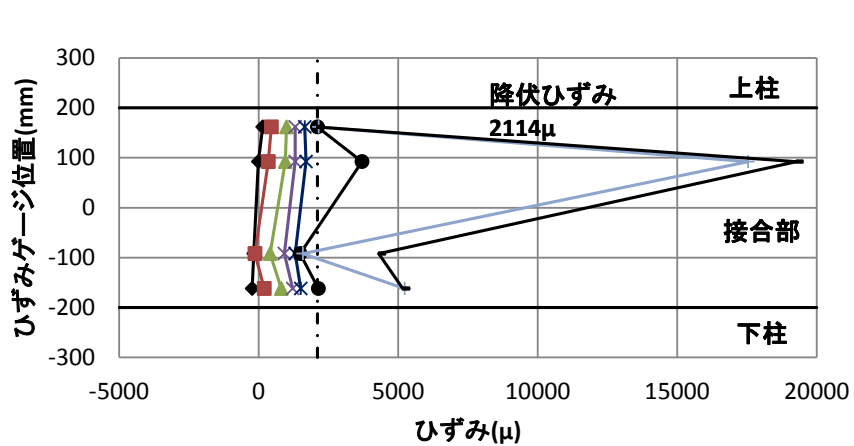
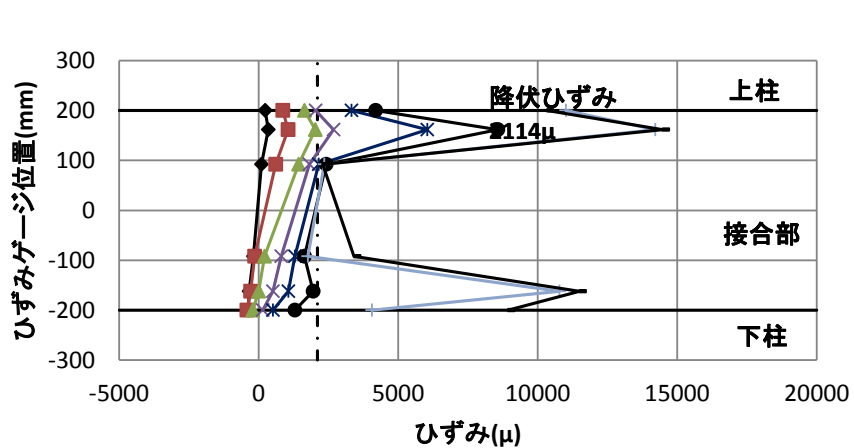
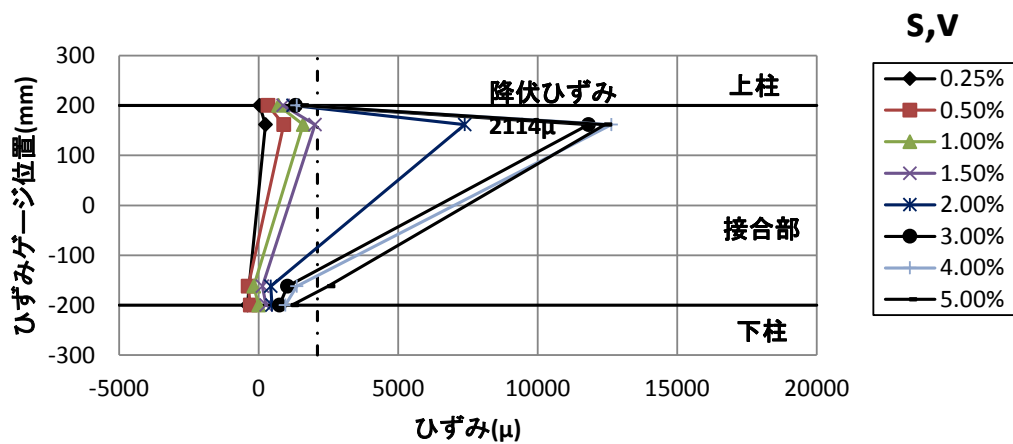


図 3.5(q) 柱主筋ひずみ分布(J5 正載荷)

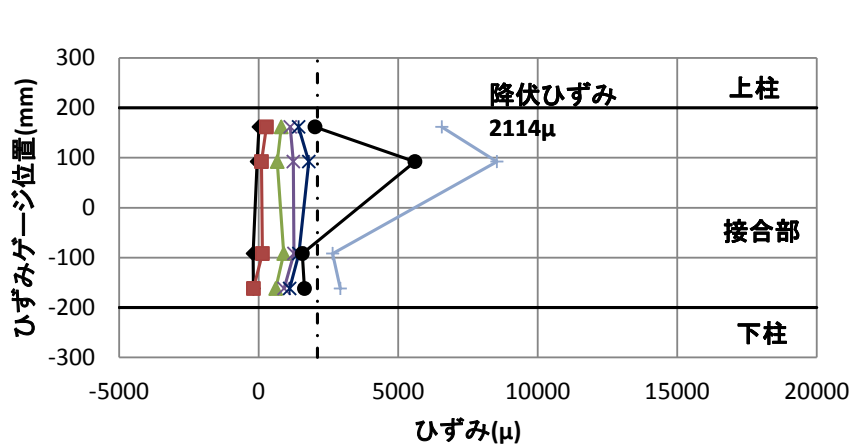
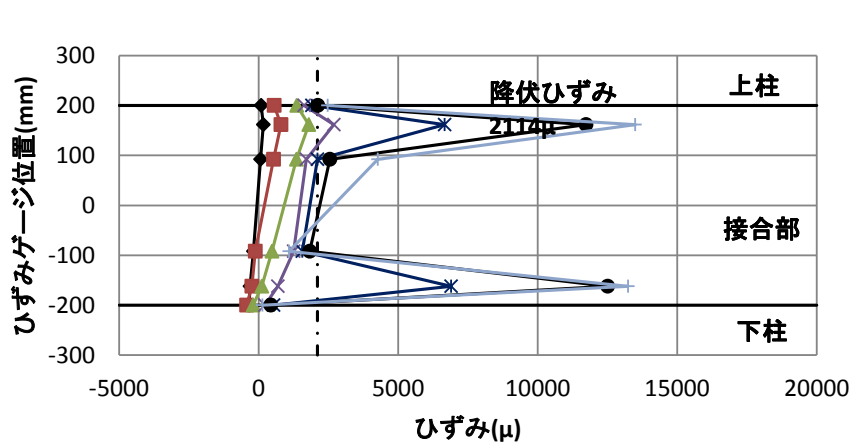
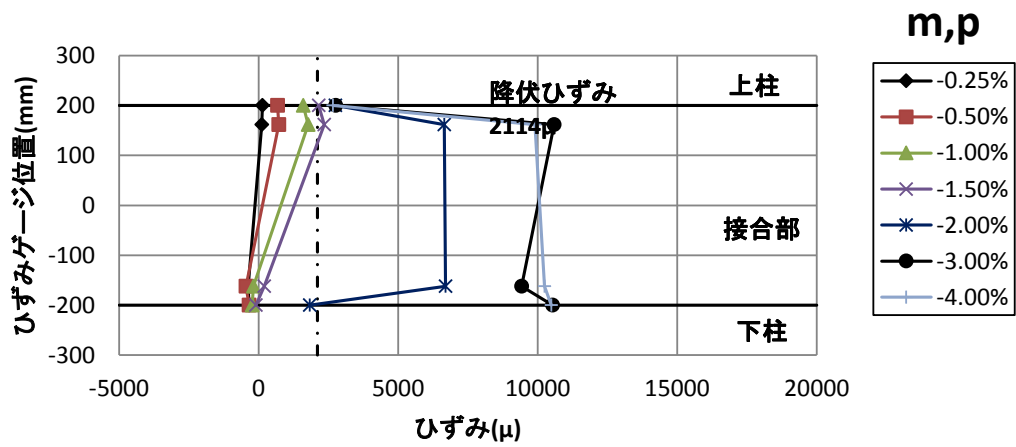


図 3.5(r) 柱主筋ひずみ分布(J5 負荷荷)

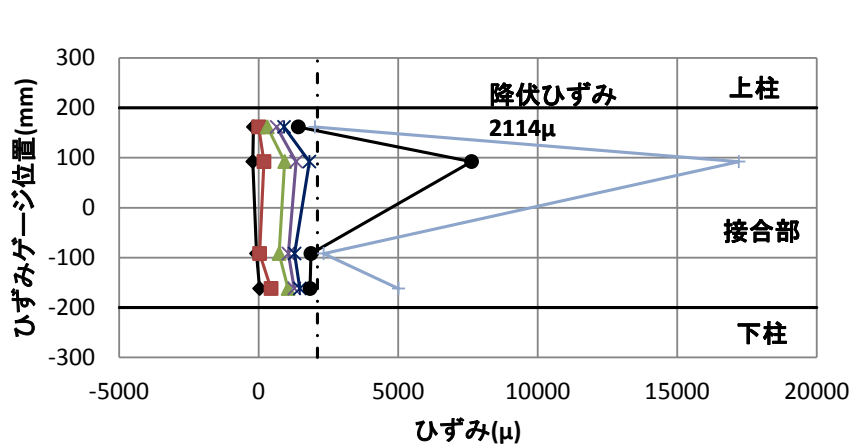
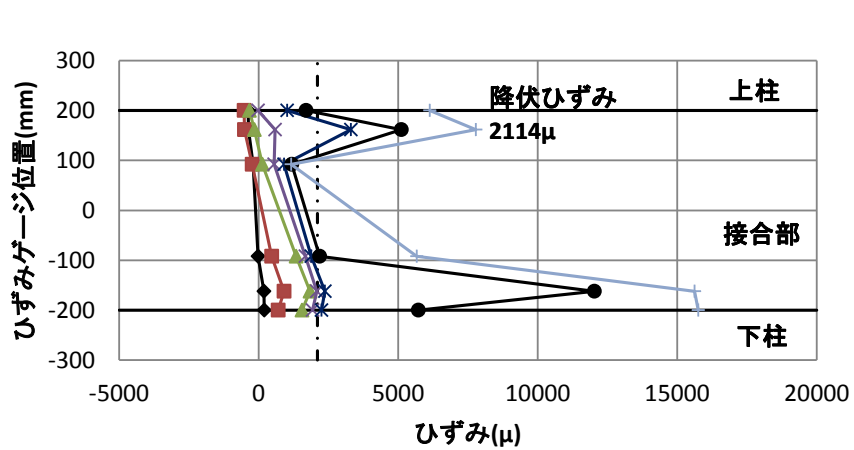
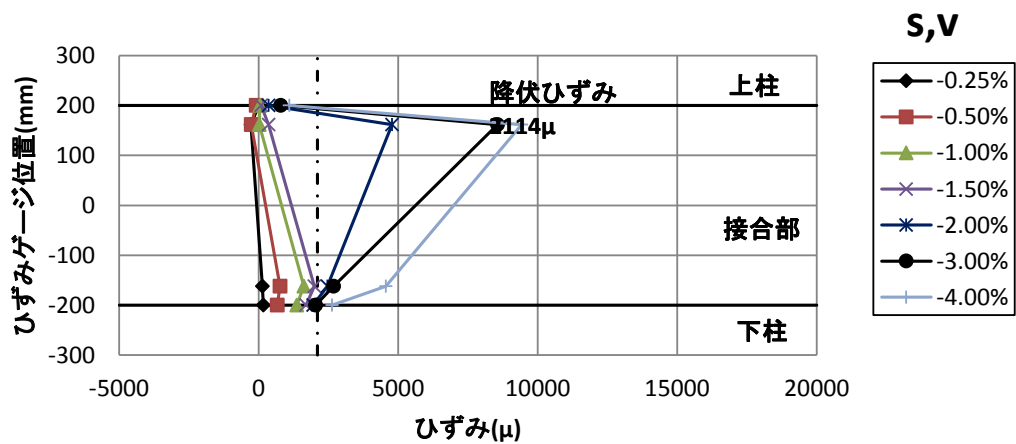


図 3.5(s) 柱主筋ひずみ分布(J5 負荷荷)

3-3-3 接合部横補強筋のひずみ

図 3.6 に層間変形角 0.25%、0.5%、1%、1.5%、2%、3%、4%、5%(各変形角の第 1 サイクル)の接合部横補強筋のひずみ分布を示す。

各試験体の接合部横補強筋の降伏状況を以下に示す。

(i) 試験体 J1

接合部横補強筋は加力方向のひずみが層間変形角 0.9%、直交方向のひずみが層間変形角 2.9%のときに降伏ひずみに達した。

(ii) 試験体 J2

接合部横補強筋は加力方向のひずみが層間変形角 0.8%、直交方向のひずみが層間変形角 2.0%のときに降伏ひずみに達した。

(iii) 試験体 J3

接合部横補強筋は加力方向のひずみが層間変形角 1.0%、直交方向のひずみが層間変形角 2.2%のときに降伏ひずみに達した。

(iv) 試験体 J4

接合部横補強筋は加力方向のひずみが層間変形角 0.8%、直交方向のひずみが層間変形角 2.0%のときに降伏ひずみに達した。

(v) 試験体 J5

接合部横補強筋は加力方向のひずみが層間変形角 0.7%、直交方向のひずみが層間変形角 3.2%のときに降伏ひずみに達した。

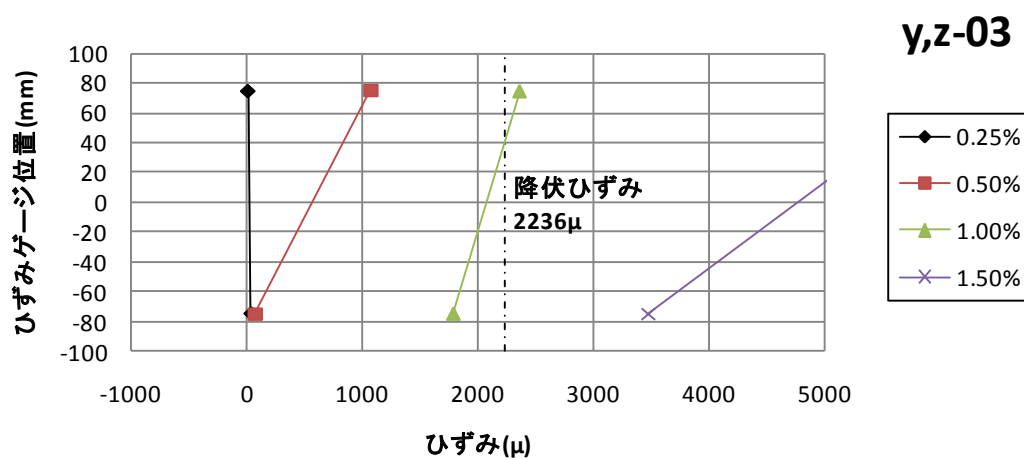
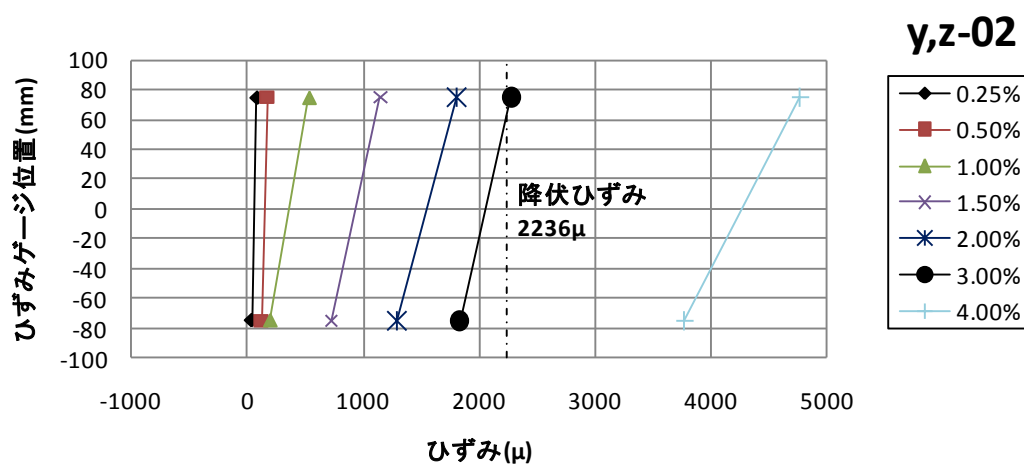
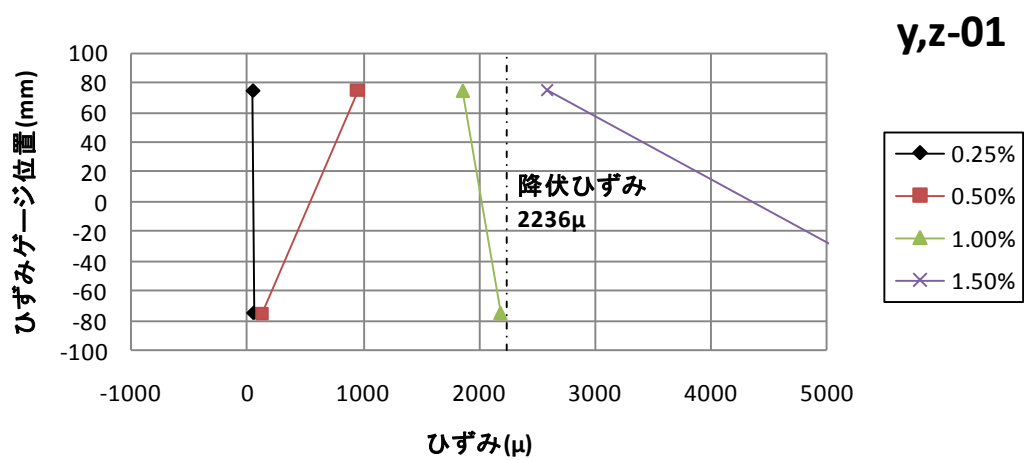


図 3.6(a) 接合部横補強筋ひずみ分布(J1)

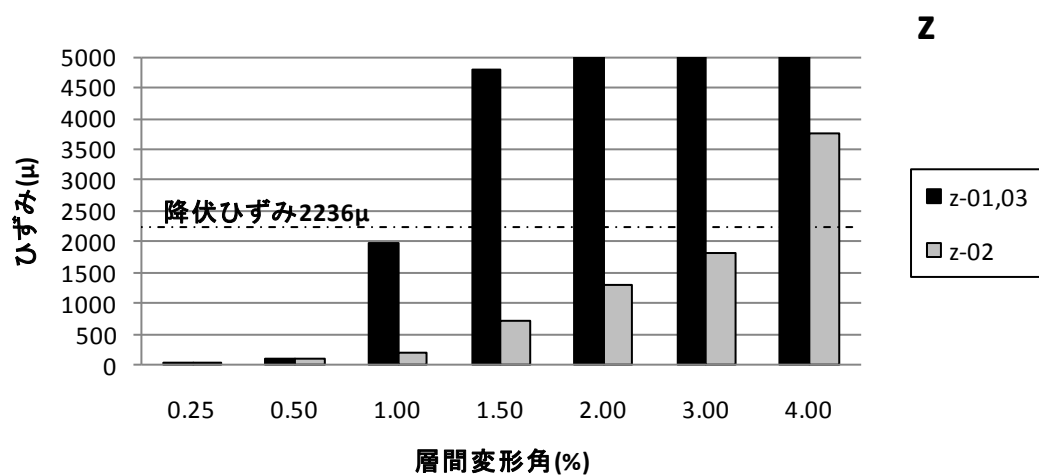
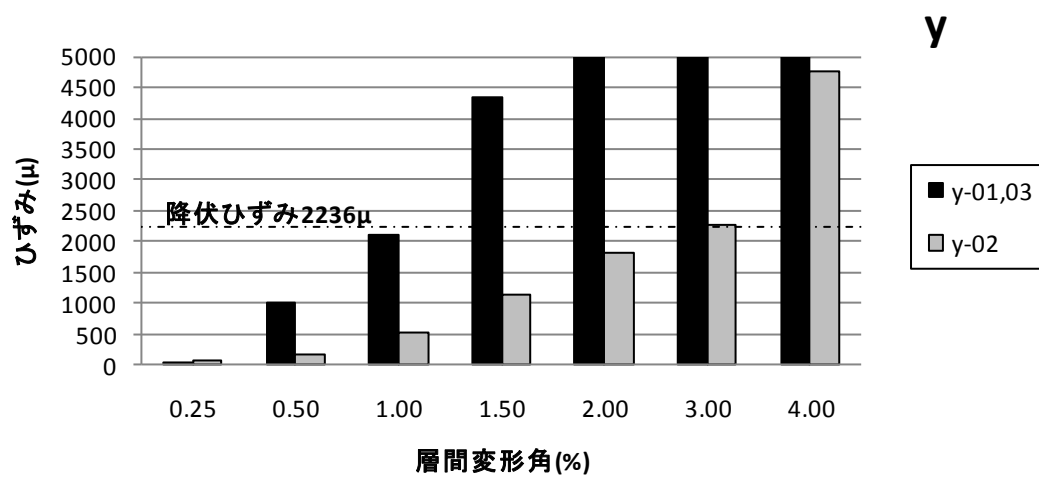


図 3.6(b) 接合部横補強筋ひずみ分布(J1)

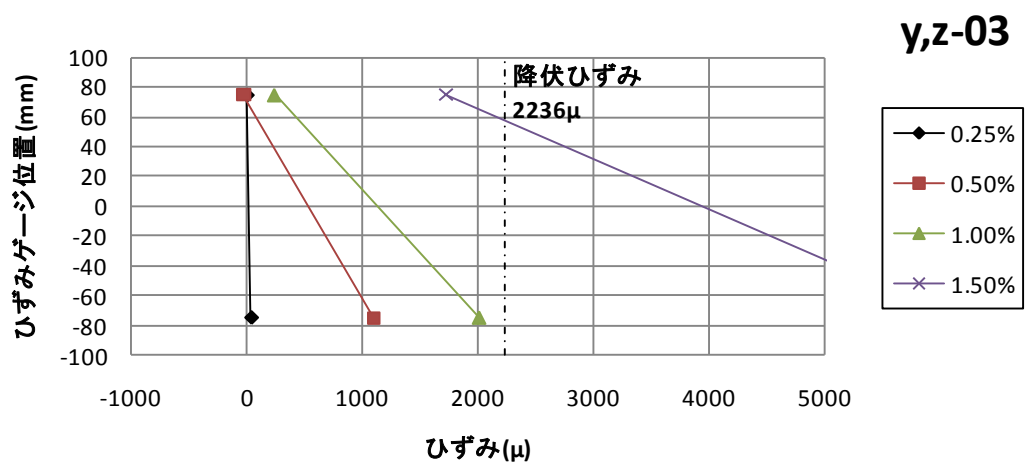
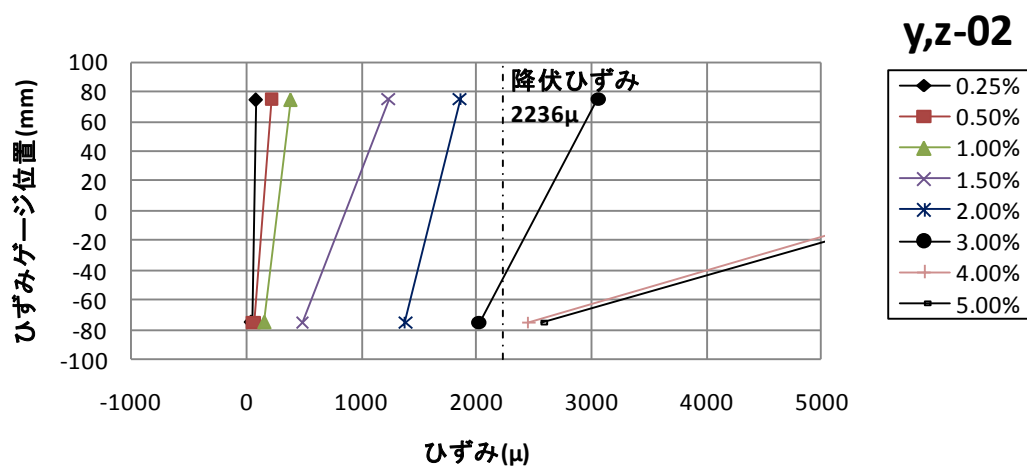
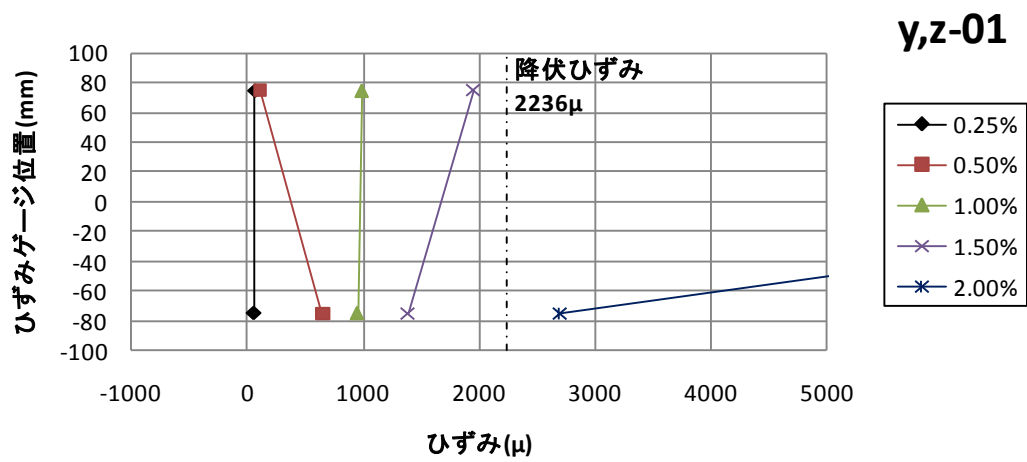


図 3.6(c) 接合部横補強筋ひずみ分布(J2)

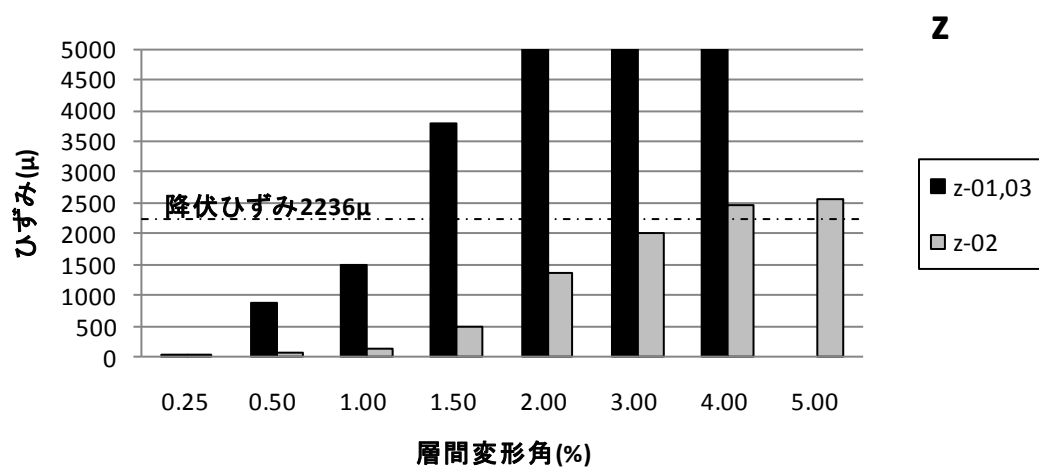
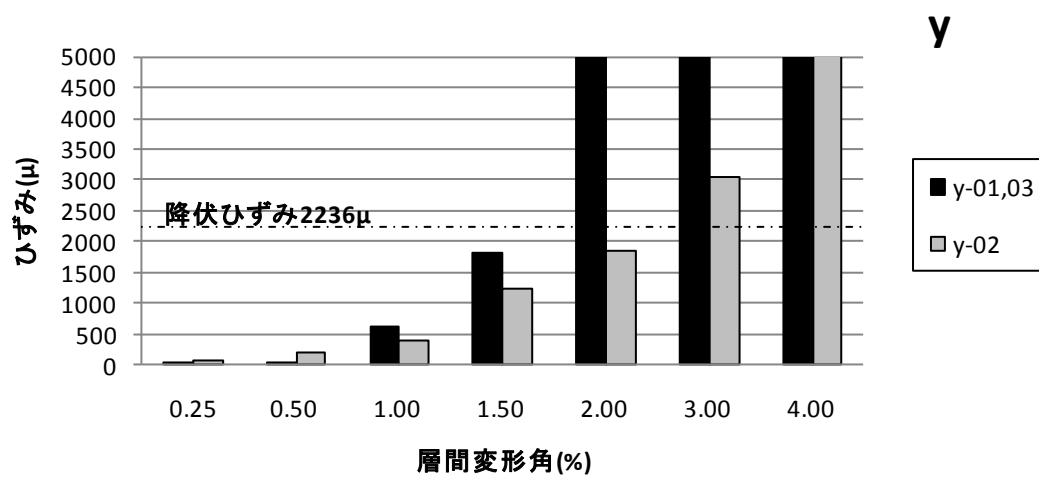


図 3.6(d) 接合部横補強筋ひずみ分布(J2)

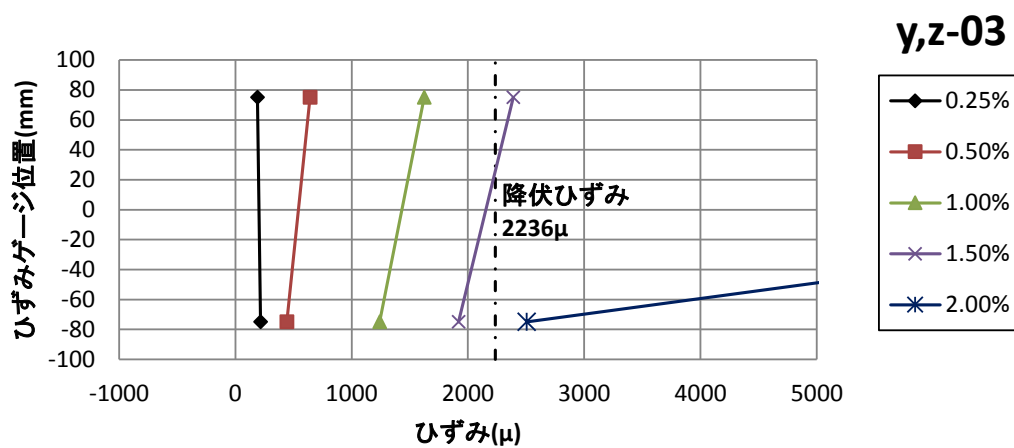
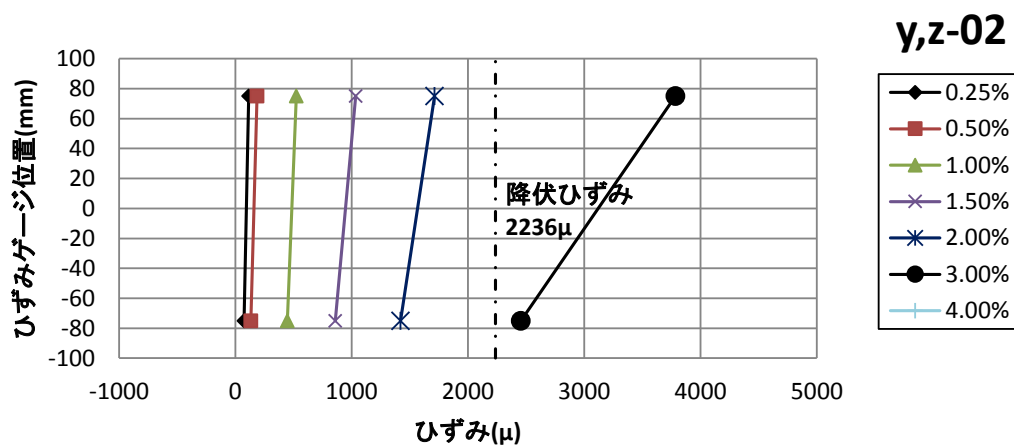
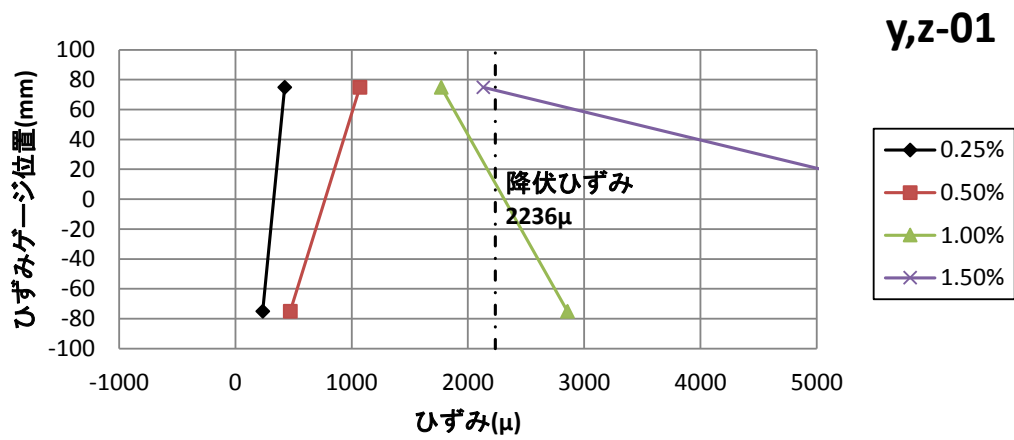


図 3.6(e) 接合部横補強筋ひずみ分布(J3)

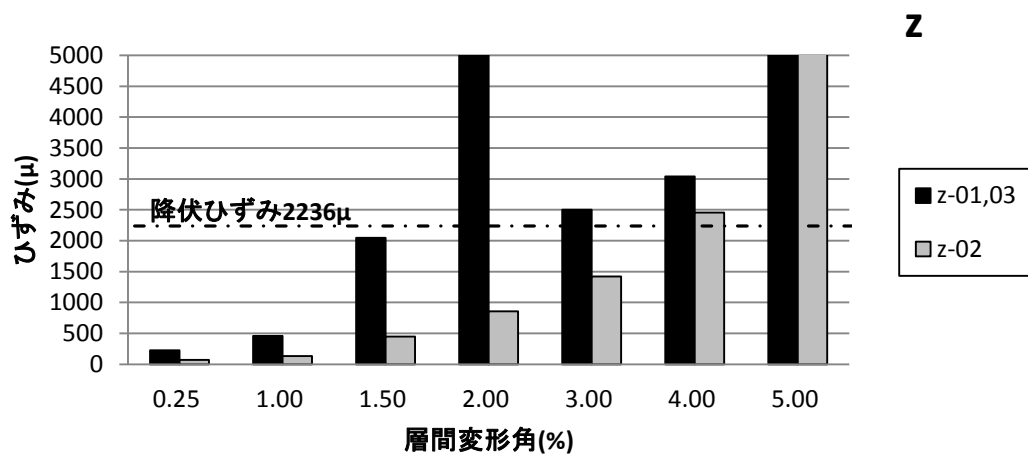
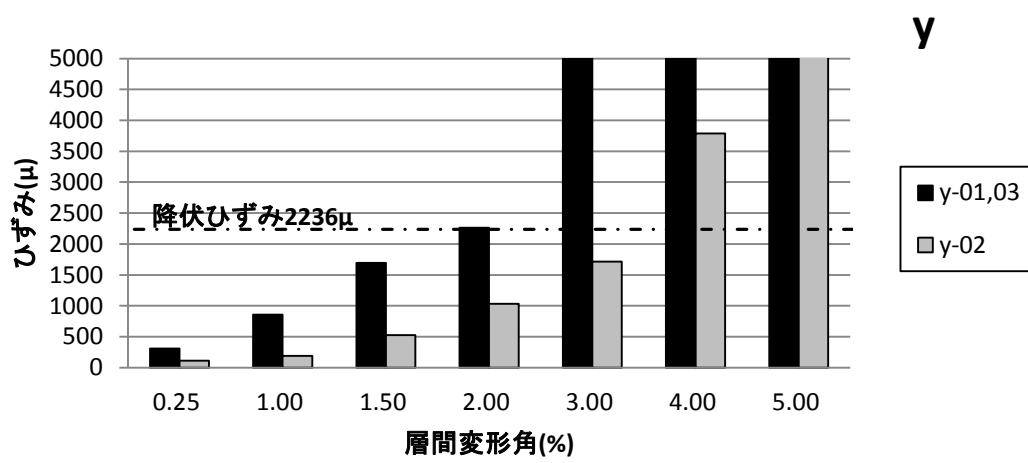


図 3.6(f) 接合部横補強筋ひずみ分布(J3)

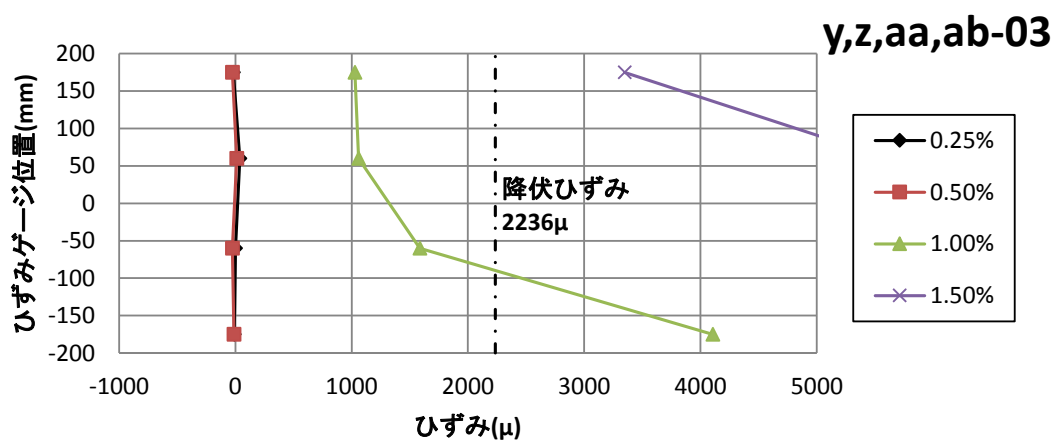
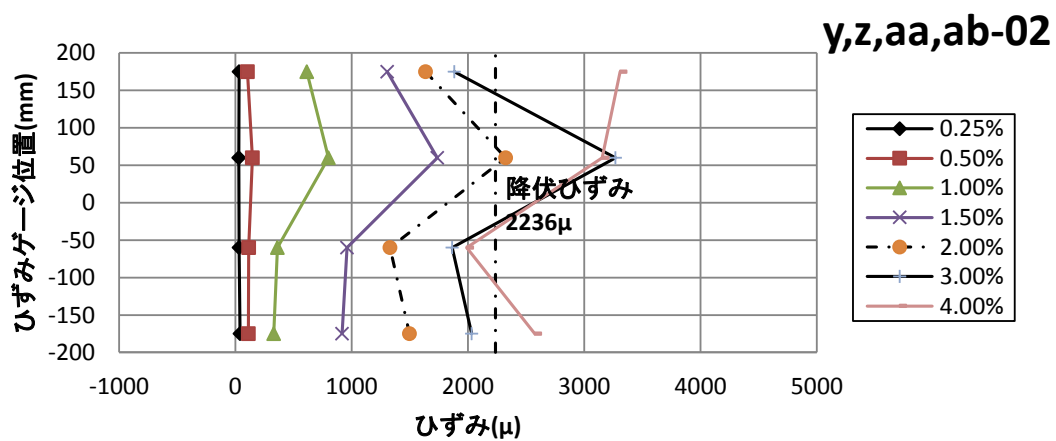
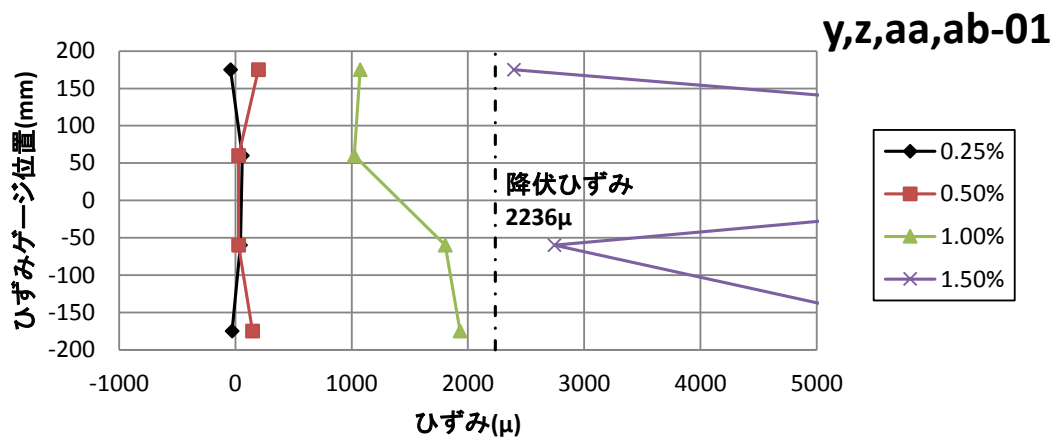


図 3.6(g) 接合部横補強筋ひずみ分布(J4)

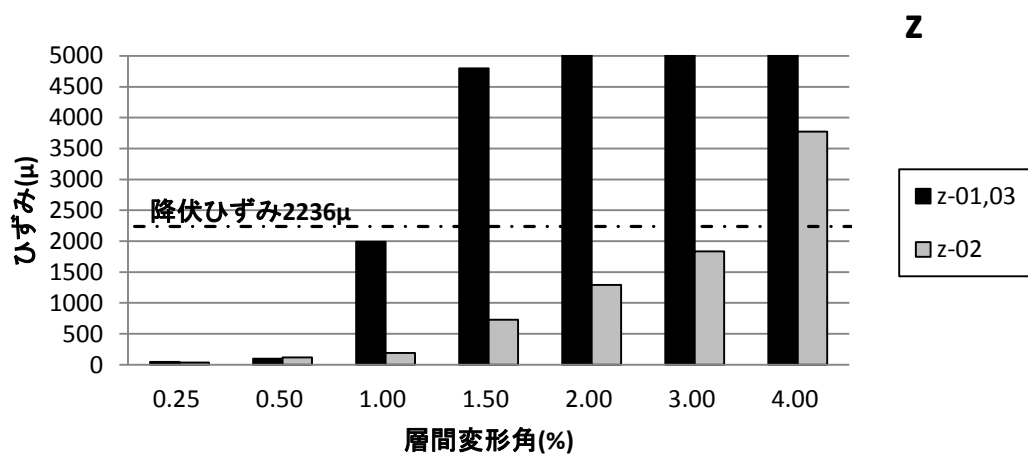
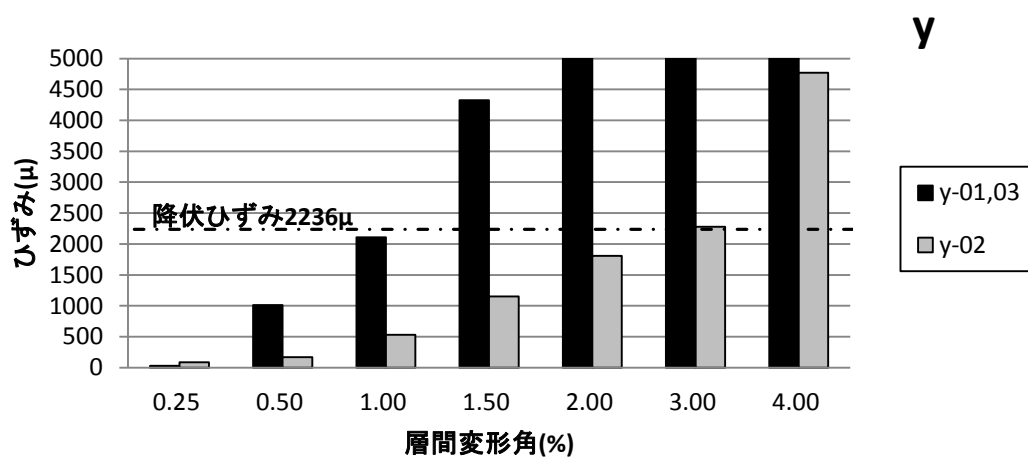


図 3.6(h) 接合部横補強筋ひずみ分布(J4)

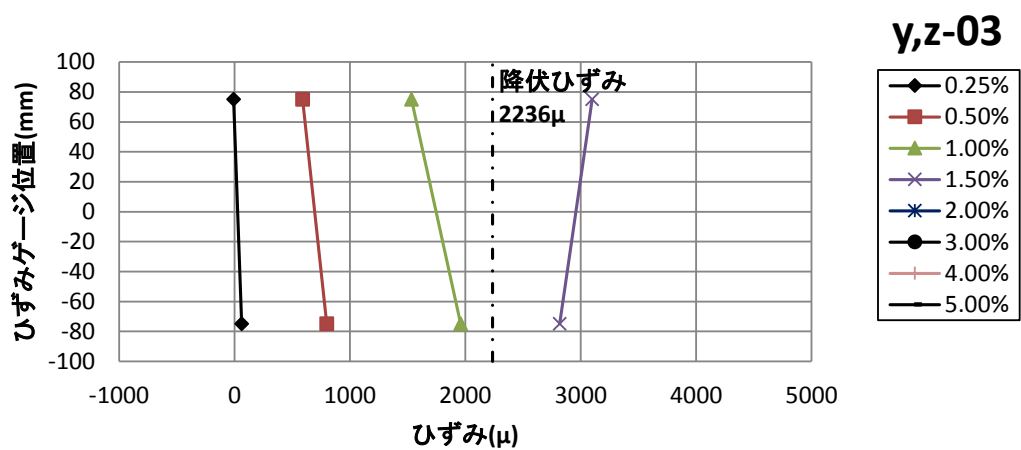
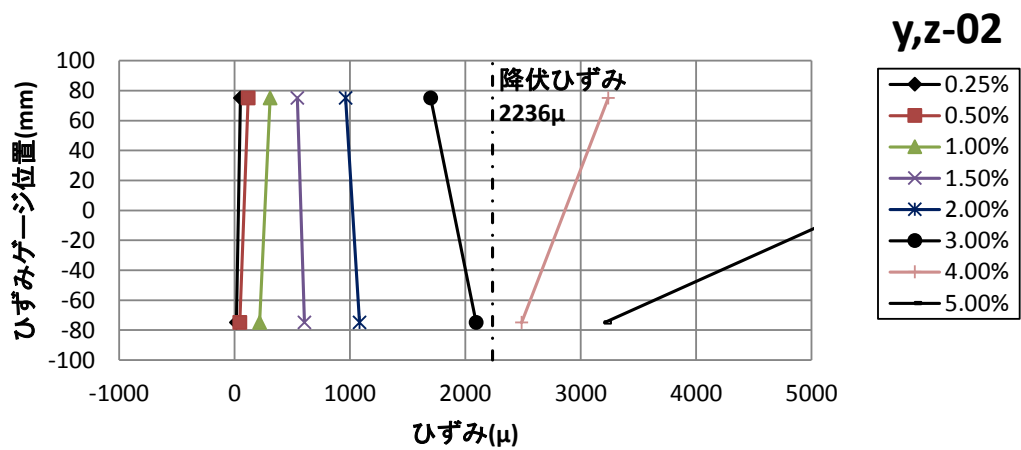
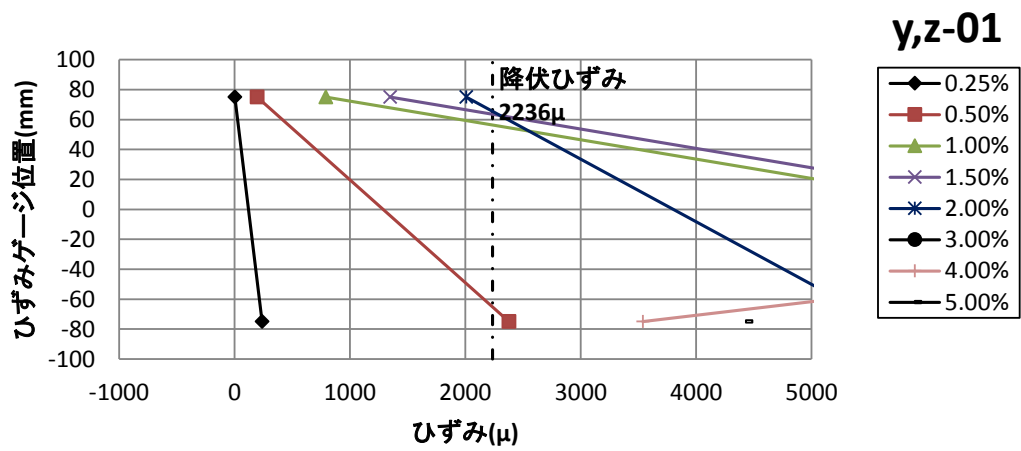


図 3.6(i) 接合部横補強筋ひずみ分布(J5)

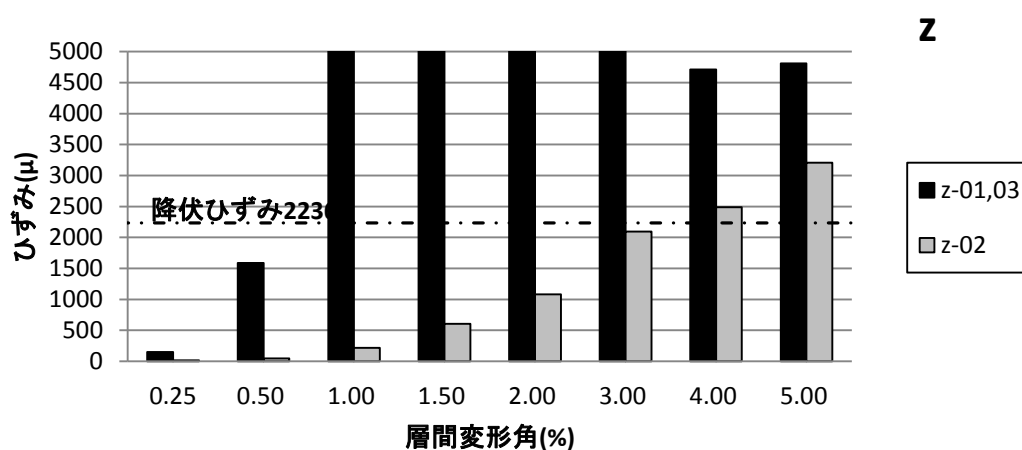
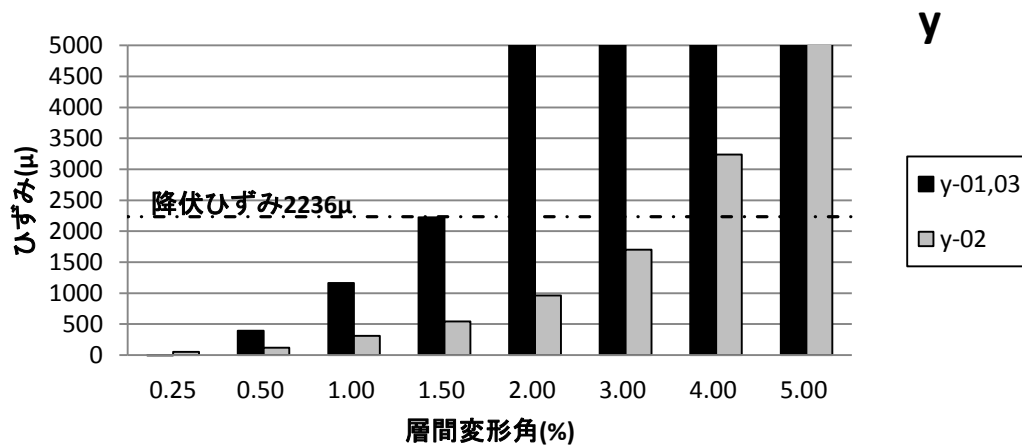


図 3.6(j) 接合部横補強筋ひずみ分布(J5)

3-4 梁主筋の付着性状

本研究では、図 3.7 のように、接合部対角線で区切れた 1)接合部端部 100mm、2)接合部中央 150mm、3)接合部中央から 132mm 以上の 3 通りの梁主筋の付着応力度を求めた。

梁主筋の各区間両端に貼付した歪ゲージの出力を材料試験の結果に基づいて応力変換 (Ramberg-Osgood モデルを使用) し、下の式を用いて各区間の引張力の差分を付着力とした。

$$\text{付着応力度}\tau_j = \frac{(\sigma_t + \sigma_c)d_b}{4D_c}$$

ここで、 σ_t : 引張側の応力(N/mm²)

σ_c : 圧縮側の応力(N/mm²)

d_b : 主筋径(mm)

D_c : 区間長さ(mm)

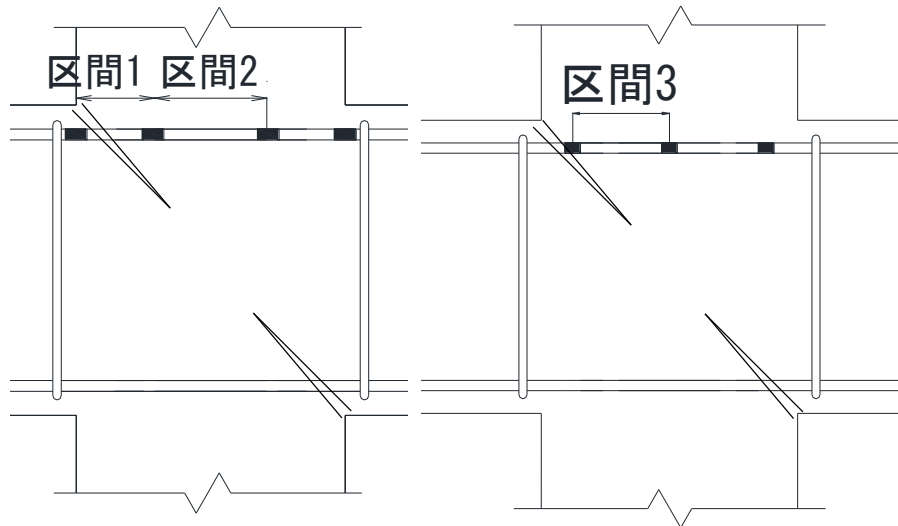


図 3.7 付着区間

全試験体において最大耐力以前に付着応力が低下しているため、付着劣化により付着強度に達したと判断できる。また全試験体で区間 1 でコンクリートが圧縮を受ける時に付着応力度は区間 2 に比べより大きかったが、区間 1 でコンクリートが引張を受ける時に付着応力度は区間 2 に比べ低く、早期に付着劣化が生じた。これは図 3.7 に示すように、入り隅から伸びるひび割れが梁主筋を通ったため、実際の付着長さが短くなり、計算による付着応力度を過小に評価してると考えられる。区間 3 では区間 2 のような付着劣化が生じていないため、入り隅から伸びるひび割れが区間 3 に入っていないため、接合部中では対角線に沿って生じていると考えられる。

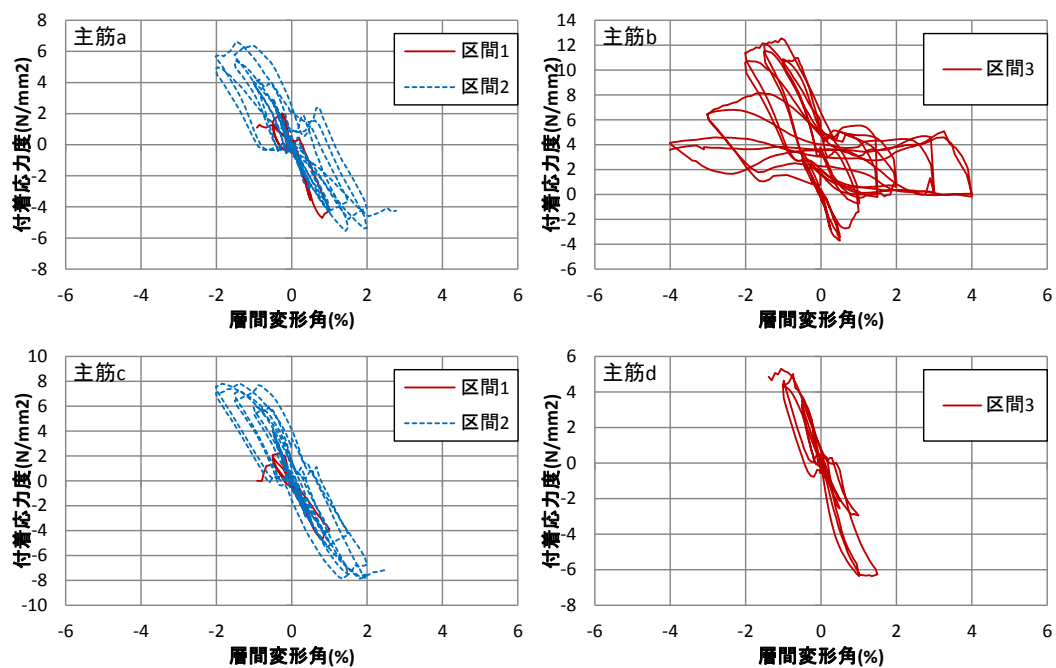


図 3.8(a) 付着応力度－層間変形角関係(J1 上端主筋)

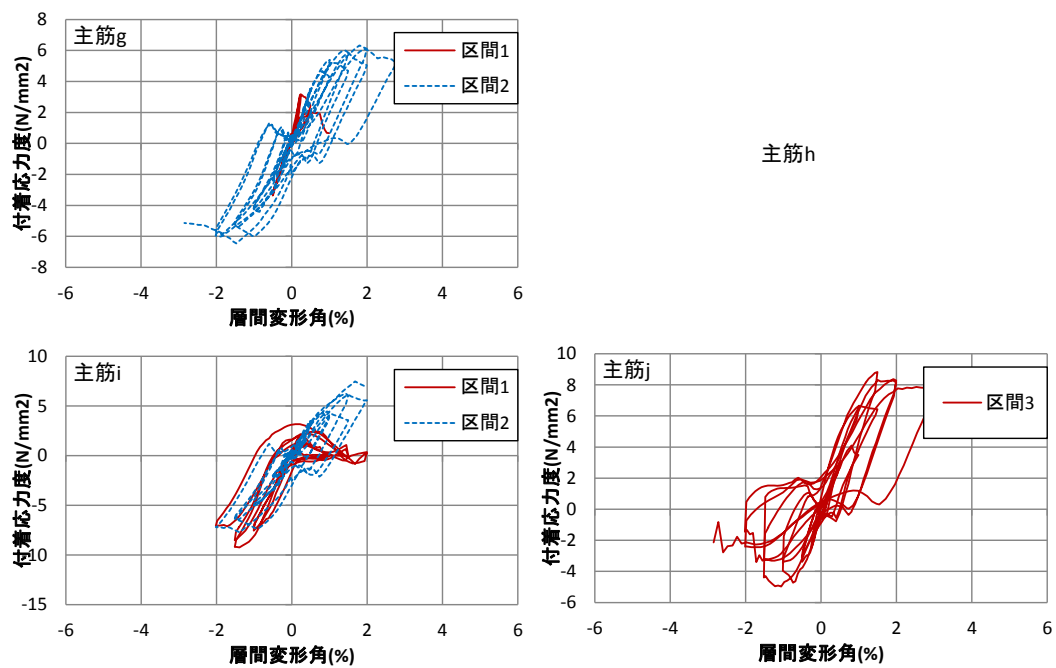


図 3.8 (b) 付着応力度－層間変形角関係(J1 下端主筋)

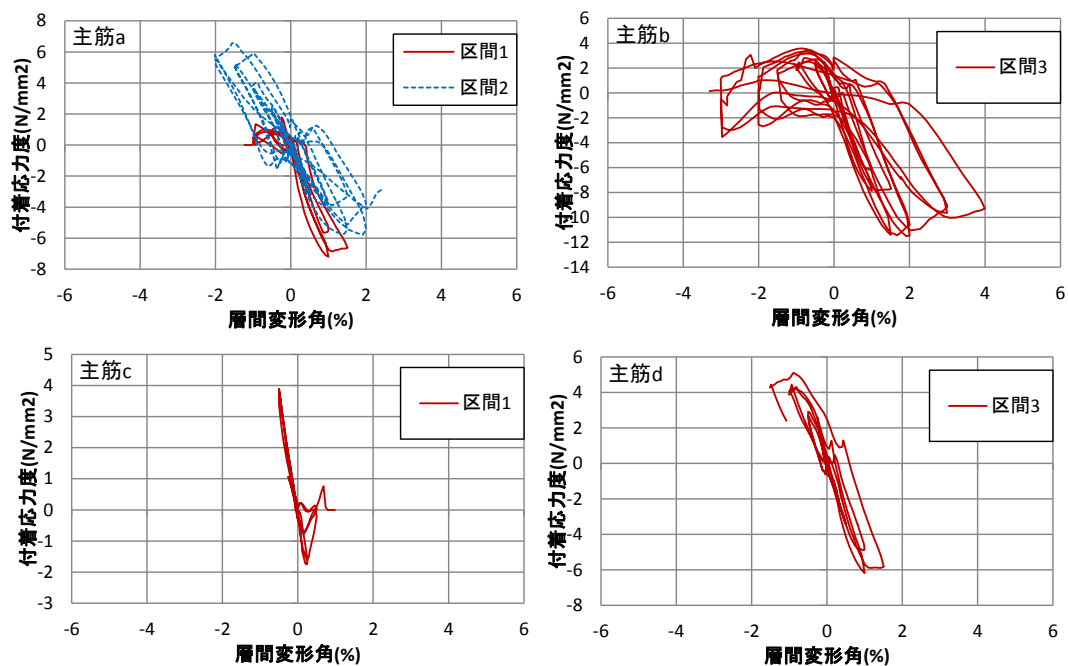


図 3.8 (c) 付着応力度一層間変形角関係(J2 上端主筋)

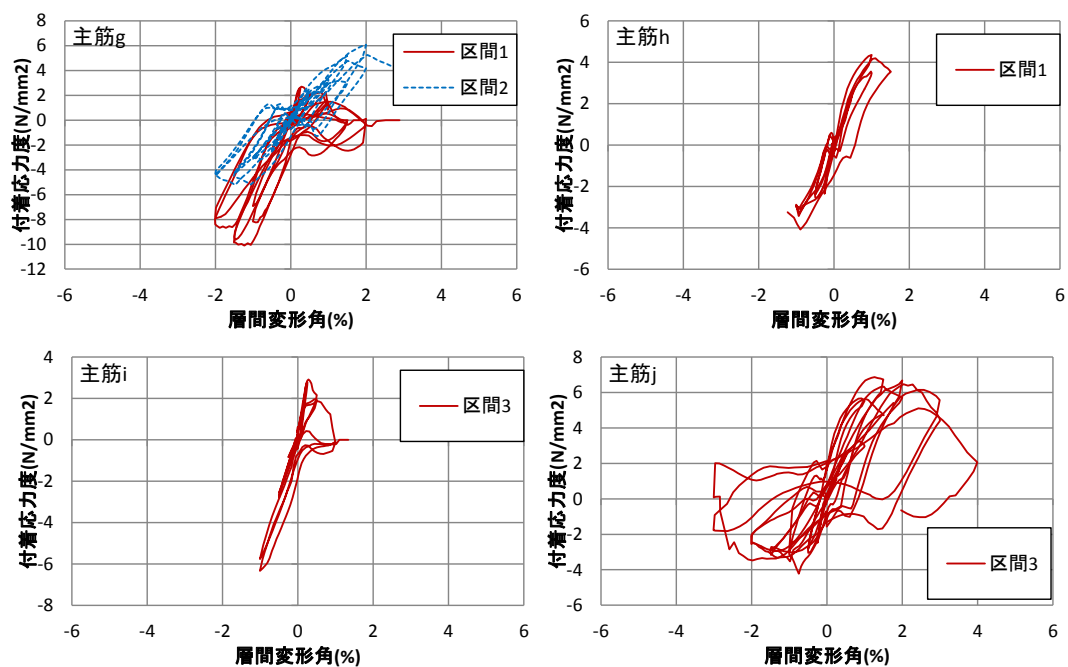


図 3.8 (d) 付着応力度一層間変形角関係(J2 下端主筋)

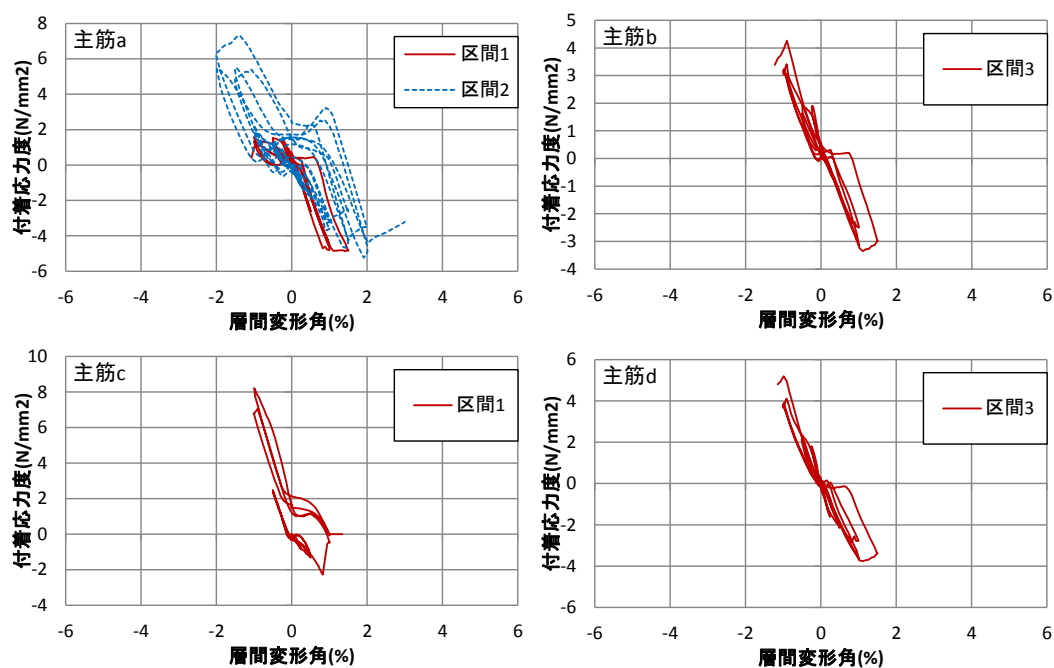


図 3.8 (e) 付着応力度－層間変形角関係(J3 上端主筋)

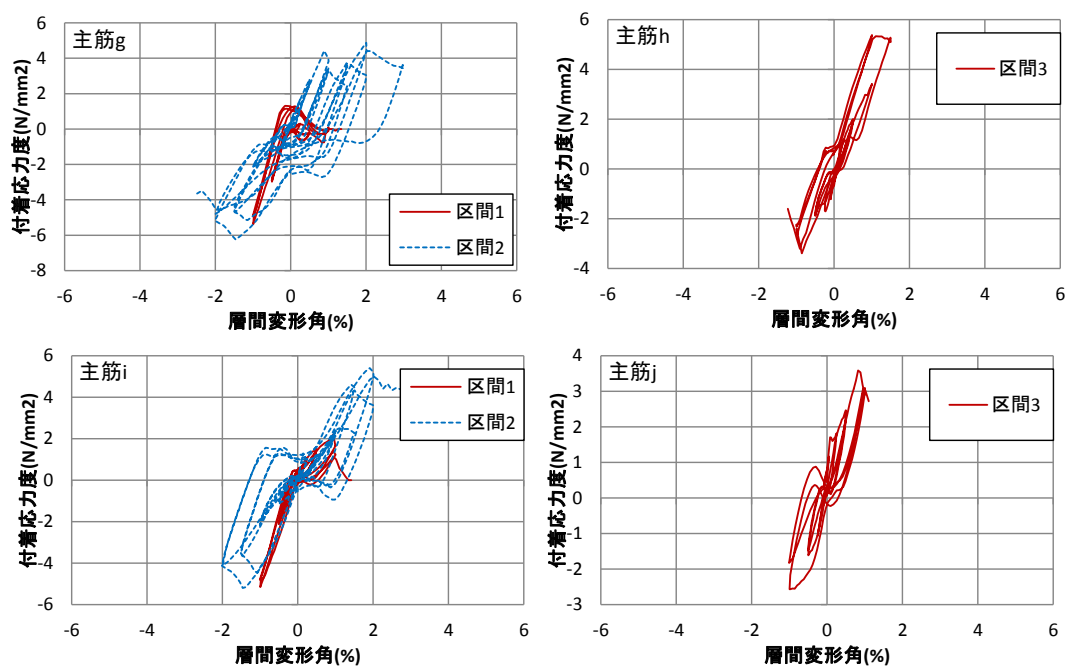


図 3.8 (f) 付着応力度－層間変形角関係(J3 下端主筋)

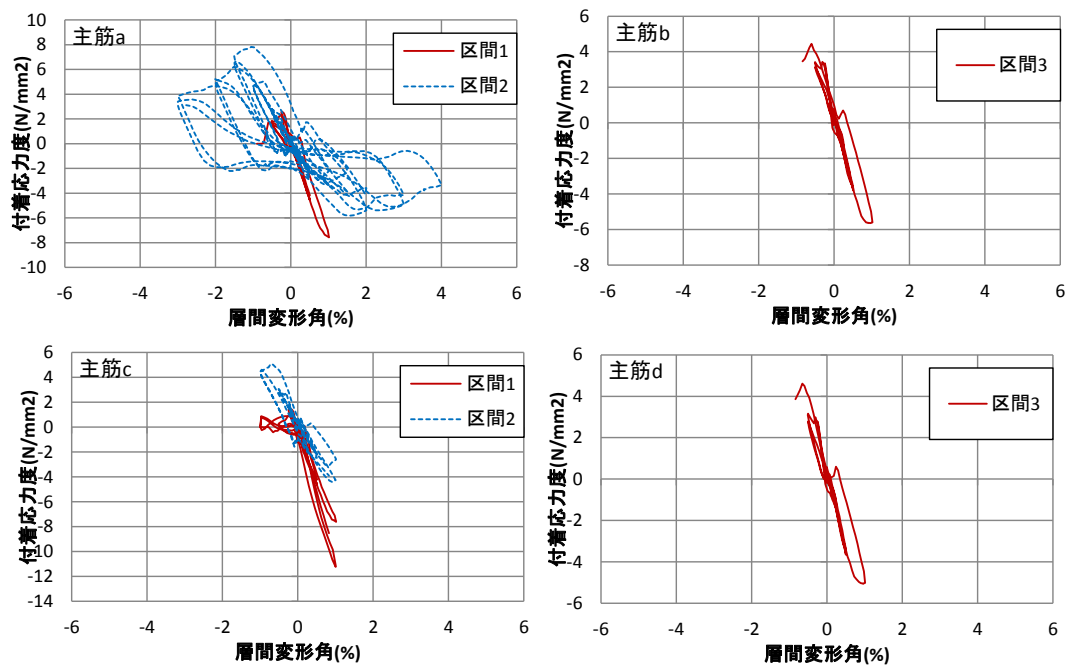


図 3.8 (g) 付着応力度一層間変形角関係(J4 上端主筋)

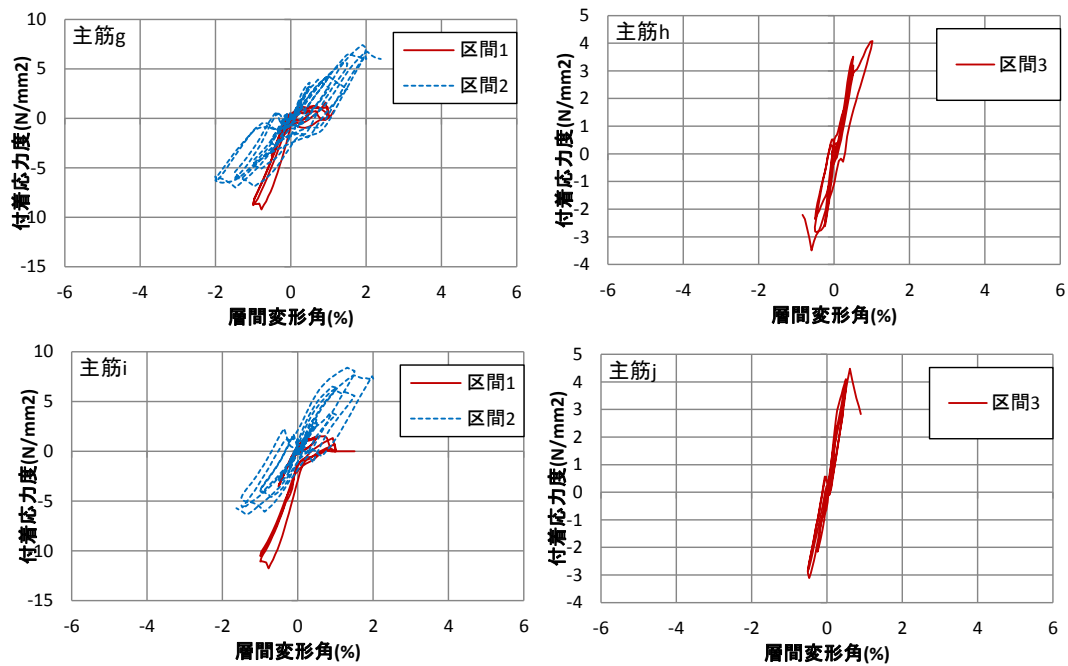


図 3.8 (h) 付着応力度一層間変形角関係(J4 下端主筋)

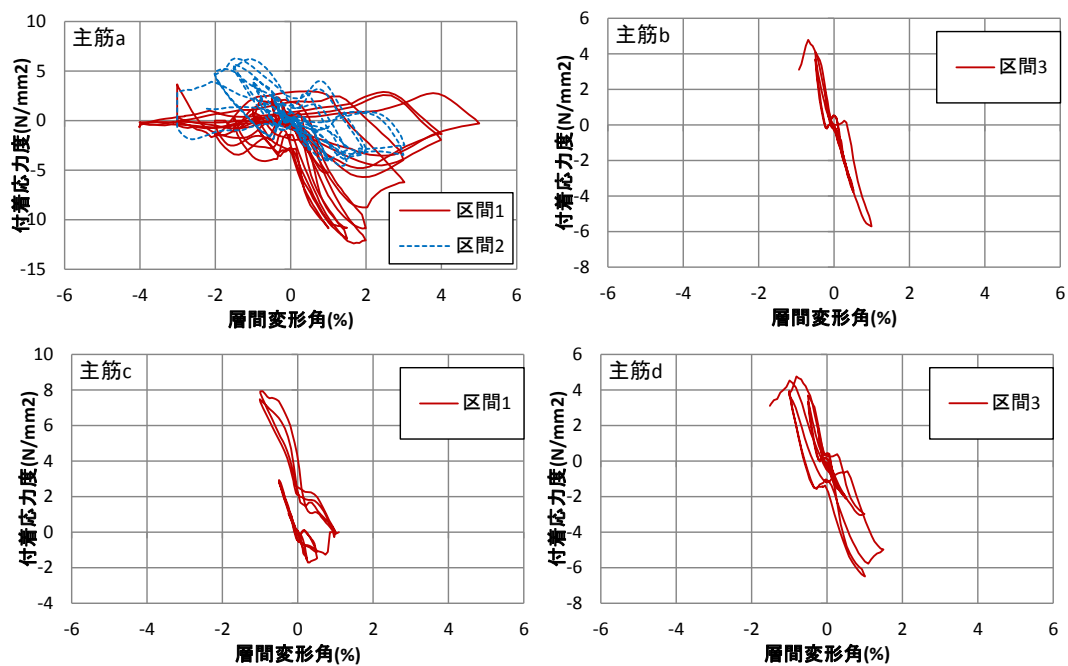


図 3.8 (i) 付着応力度－層間変形角関係(J5 上端主筋)

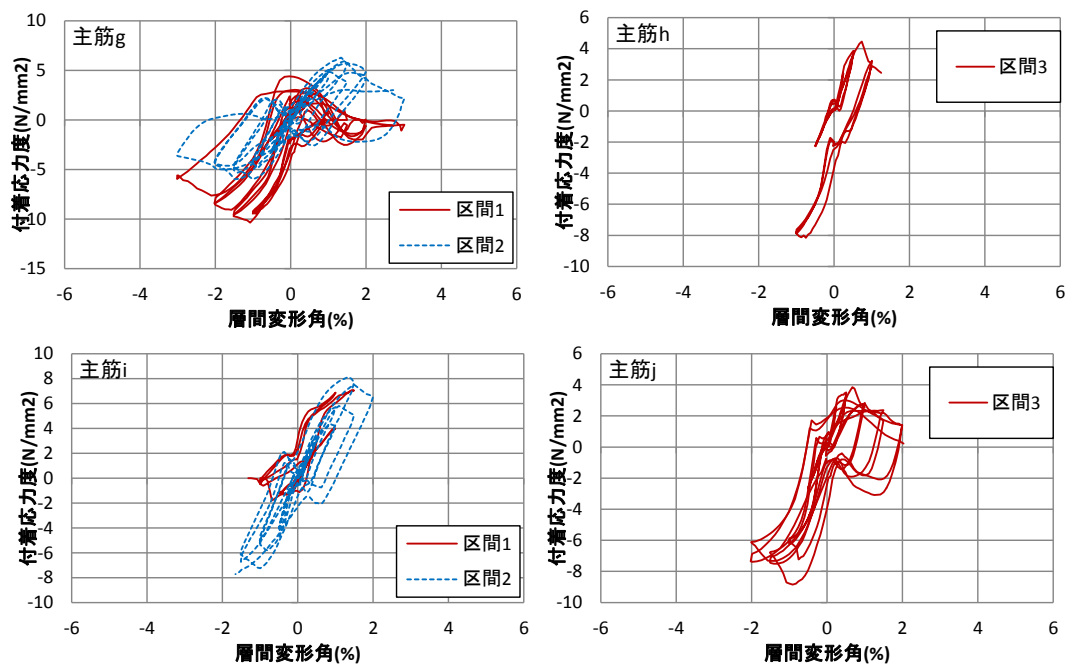


図 3.8 (j) 付着応力度－層間変形角関係(J5 下端主筋)

3-5 破壊性状

塩原らの理論に基づいて、全試験体とも接合部破壊が先行するように設計した。

実験結果(最終的なひび割れ状況、復元力特性、梁・柱主筋および接合部横補強筋の降伏状況)から各試験体の破壊性状を検討した。

以下に、各試験体の破壊モードを示す。

(i)試験体 J1

最大耐力以前に梁主筋と接合部横補強筋が降伏し、最大耐力に達するのとほぼ同時に柱主筋が降伏した。最大耐力以降に柱および接合部中央のかぶりコンクリートが激しく剥落し、耐力は徐々に低下した。以上のことから、梁および柱主筋降伏後の接合部曲げ破壊と判断した。

(ii)試験体 J2

最大耐力以前に梁・柱主筋および接合部横補強筋が降伏した。最大耐力以降に接合部入隅および中央のかぶりコンクリートが激しく剥落し、耐力は徐々に低下した。以上のことから、梁および柱主筋降伏後の接合部曲げ破壊と判断した。

(iii)試験体 J3

最大耐力以前に梁・柱主筋および接合部横補強筋が降伏した。最大耐力以降に接合部入隅および中央のかぶりコンクリートが激しく剥落し、耐力は徐々に低下した。以上のことから、梁および柱主筋降伏後の接合部曲げ破壊と判断した。

(iv)試験体 J4

最大耐力以前に梁・柱主筋および接合部横補強筋が降伏した。最大耐力以降に接合部入隅および中央のかぶりコンクリートが激しく剥落し、耐力は徐々に低下した。以上のことから、梁および柱主筋降伏後の接合部曲げ破壊と判断した。

(v)試験体 J5

最大耐力以前に梁・柱主筋および接合部横補強筋が降伏した。最大耐力以降に接合部入隅および中央のかぶりコンクリートが激しく剥落し、耐力は徐々に低下した。以上のことから、梁および柱主筋降伏後の接合部曲げ破壊と判断した。

3-6 理論値と実験値の比較

最大耐力について、実験値と計算値の比較を表 3.1 に示す。試験体 J1～J4 においては、平面保持を仮定した断面解析により算出した梁の曲げ終局耐力は実験値やや過大評価し、接合部曲げ終局時計算値も実験値をやや過大評価していた。梁圧縮軸力を作用した試験体 J5 が梁の曲げ終局耐力計算値および接合部曲げ終局時計算値より大きくなった。

(i) 試験体 J1

最大耐力実験値は梁曲げ終局時計算値に対して、正載荷では 2%、負載荷では 5%小さかった。最大耐力実験値は接合部曲げ終局時計算値に対して、正載荷では 12%、負載荷では 15%小さかった。

(ii) 試験体 J2

最大耐力実験値は梁曲げ終局時計算値に対して、正載荷では 6%、負載荷では 11%小さかった。最大耐力実験値は接合部曲げ終局時計算値に対して、正載荷では 7%、負載荷では 12%小さかった。

(iii) 試験体 J3

最大耐力実験値は梁曲げ終局時計算値に対して、正載荷では 2%、負載荷では 6%小さかった。最大耐力実験値は接合部曲げ終局時計算値に対して、正載荷では 9%、負載荷では 13%小さかった。

(iv) 試験体 J4

最大耐力実験値は梁曲げ終局時計算値に対して、正載荷では 8%、負載荷では 12%小さかった。最大耐力実験値は接合部曲げ終局時計算値に対して、正載荷では 11%、負載荷では 15%小さかった。

(v) 試験体 J5

最大耐力実験値は梁曲げ終局時計算値に対して、正載荷では 15%、負載荷では 12%大きかった。最大耐力実験値は接合部曲げ終局時計算値に対して、正載荷では 6%、負載荷では 2%大きかった。

表 3.1 実験値と計算値の比較

試験体名		J1	J2	J3	J4	J5
最大耐力実験値(A)	正	112.5	107.6	111.4	175.7	122.4
	負	-108.5	-102.2	-106.6	-166.8	-118.5
梁曲げ終局時計算値(B)		114.3	114.3	114.0	190.4	106.0
実験値(A)/計算値(B)	正	0.98	0.94	0.98	0.92	1.15
	負	0.95	0.89	0.94	0.88	1.12
接合部曲げ終局時計算値(C)		128.1	115.7	122.8	197.1	116.0
実験値(A)/計算値(min(B,C))	正	0.98	0.94	0.98	0.92	1.15
	負	0.95	0.89	0.94	0.88	1.12

※実験値および計算値は層せん断力(kN)

第 4 章 有限要素法による解析

4-1 解析概要

本研究では、大林組が開発した非線形有限要素汎用解析ソフトウェア「FINAL」¹⁾を用いた。解析は、PC:DELL Studio XPS 9100、OS:Microsoft Windows 7 Home Premium、CPU:Intel® Core™ i7 CPU 970 @ 3.20GHz 3.20GHz、実装メモリ(RAM):12.0GB で行った。

規準とした試験体 J2 について三次元有限要素法解析を行った。

試験体形状の対象性を考慮して、試験体の断面幅方向中央で切断した 1/2 の部分をモデル化して、せん断補強筋の拘束効果を表現するために三次元解析とした。変位制御の一方向単調載荷および二方向繰返し解析の両方とした。

コンクリートには六面体要素を用い、各鉄筋をトラス要素により試験体の配筋状況を忠実に再現した。

柱と梁の主筋に関しては、コンクリートと鉄筋の節点を別々に定義し、その間に接合要素(ライン要素)を挿入して、両者の付着すべり挙動を考慮した。

また、ひび割れは分布ひび割れモデルで表現する。

以下(1)~(3)は FINAL ヘルプより引用した。

(1)六面体要素

要素種別 8 節点アイソパラメトリック立体要素

* 埋込み鉄筋を直交する 3 方向まで考慮可能

有効自由度数 3 (x, y, z 方向並進)

変位関数 一次

ひずみ分布 x 成分は x 方向で一定, y, z 方向で線形 (y, z 成分も同様)

積分点数 8 (2×2×2 ; ガウス積分点)

剛性評価点 1 点 (要素重心) / 8 点 (積分点)

応力／ひずみ成分 x,y,z 方向垂直成分, xy, yz, zx せん断成分

材料モデル 3 軸応力下のコンクリート材料／鉄材料

1 軸応力下の鉄材料 (埋込み鉄筋)

出力情報 応力, ひずみ, ひび割れ状態, 温度, 他

適用部位 厚肉のスラブや壁, マスコンクリートなど

* 要素分割上やむを得ない場合には、構成節点の一部を共有させることで、三角柱要素などとして使用することも可能です。

(2) 線材要素

要素種別	2 節点トラス要素 2 節点オイラー梁要素（弾性材料のみ） 2 節点ティモシェンコ梁要素（横せん断変形を考慮可能） * ティモシェンコ梁は積層梁要素として直交 2 方向に格子分割が可能 * 矩形断面，円形断面（中実／中空），任意断面（オイラー梁のみ）が可能 * 材軸方向に埋込み鉄筋を考慮可能 （梁成方向任意の位置の鉄筋層） * 材軸直交鉄筋を定義して梁成方向の拘束効果を考慮可能（矩形断面のみ）
有効自由度数	トラス要素：1（x 方向並進） 梁要素（2 次元）：3（x, y 方向並進，z 軸回り回転） 梁要素（2 次元）：6（x, y, z 方向並進，x, y, z 軸回り回転）
変位関数	軸方向：一次 ティモシェンコ梁要素：撓み，回転角，横せん断共に一次 オイラー梁要素：撓みは 3 次，回転角は 2 次
ひずみ分布	軸方向：一定 ティモシェンコ梁要素：曲率，横せん断ひずみ共に一定 オイラー梁要素：曲率分布は線形
積分点数	1 点（要素長さの中央）
剛性評価点	各層／各格子の中央点
応力／ひずみ成分	x 方向軸成分 xy, xz 横せん断応力（ティモシェンコ梁要素）
材料モデル	1 軸応力下のコンクリート材料／鉄材料 2 軸／3 軸応力下のコンクリート材料（材軸直交鉄筋を考慮した場合） 1 軸応力下の鉄材料（鉄筋層）
出力情報	応力，ひずみ，合応力，ひび割れ状態，温度，他
適用部位	トラス要素：集中的に配筋された鉄筋（柱や梁の主筋など） 梁要素：主に軸力や曲げを受ける柱，梁部材（せん断破壊しないもの）

(3) ライン要素

要素種別	4 節点アイソパラメトリック接合要素 * 局所 y 方向に埋込み鉄筋を考慮可能 （ひび割れタイプの接合に用いて，鉄筋の拔出しやせん断伝達を考慮）
有効自由度数	3（x, y, z 方向並進）
変位関数	1 次
積分点数	2（両端部）

剛性評価点 1 点（要素中心）／2 点（積分点）

応力／変位成分 x 方向せん断成分, y 方向垂直成分, z 方向せん断又は垂直成分

材料モデル 接合材料の引張・圧縮特性, せん断特性

出力情報 応力, 変位（2 つの辺の相対変位）, 他

適用部位 開口幅が大きいひび割れや特定の卓越するひび割れが生じる部分

鉄筋（トラス要素）とコンクリートの付着すべりの考慮

2 次元モデルですべりや剥離が生じる面と面の交差部分

例） 壁と基礎版の間（平面要素と平面要素の間）

* 要素の幅方向の節点間距離は任意（零も可）

4-2 材料構成則

4-2-1 コンクリート

コンクリートは等価一軸ひずみに基づく直交異方性体を仮定し、ひび割れは最大 9 方向のひび割れが考慮できる非直交分散ひび割れモデルを用いた。

図 4.1 に圧縮応力を受けるコンクリートの主応力-等価一軸ひずみ関係を示す。圧縮側における最大強度に至るまでの上昇域を修正 Ahmad モデルを用い、最大強度後は破壊エネルギーに基づく中村・檜貝モデルを用いた。

図 4.2 に引張応力を受けるコンクリートの主応力-等価一軸ひずみ関係を示す。引張側に関しては、ひび割れ発生までは線形を仮定し、ひび割れ後は出雲らのモデル ($c=1.0$) により若干の引張軟化特性を考慮した。

3 軸応力下の破壊条件は畑中らの係数を用いた 4 パラメータモデルにより決定した。

ひび割れ面のせん断伝達特性にはコンクリート強度、配筋量、及び、ひび割れ面の平均せん断応力-平均せん断ひずみ関係で定義した長沼モデルを用いた。

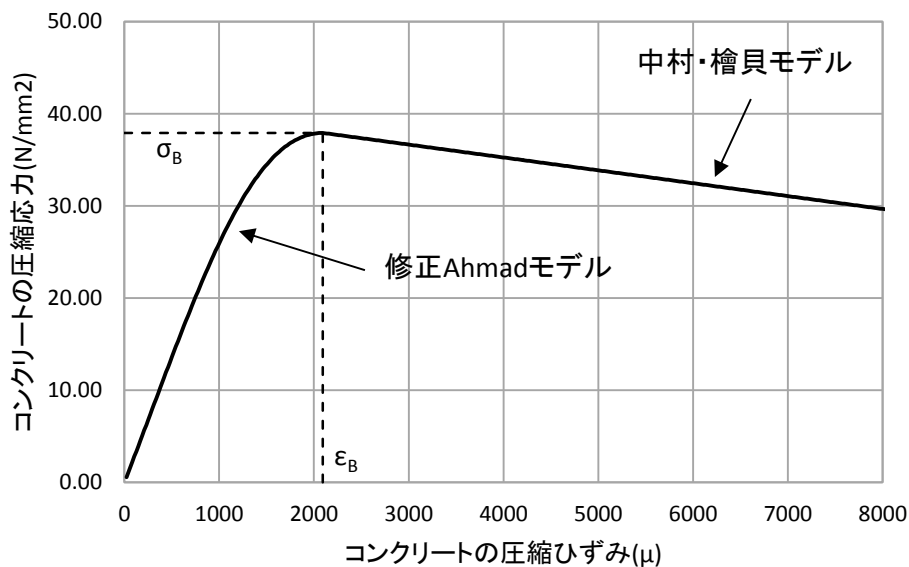


図 4.1 コンクリートの圧縮応力-圧縮ひずみ関係

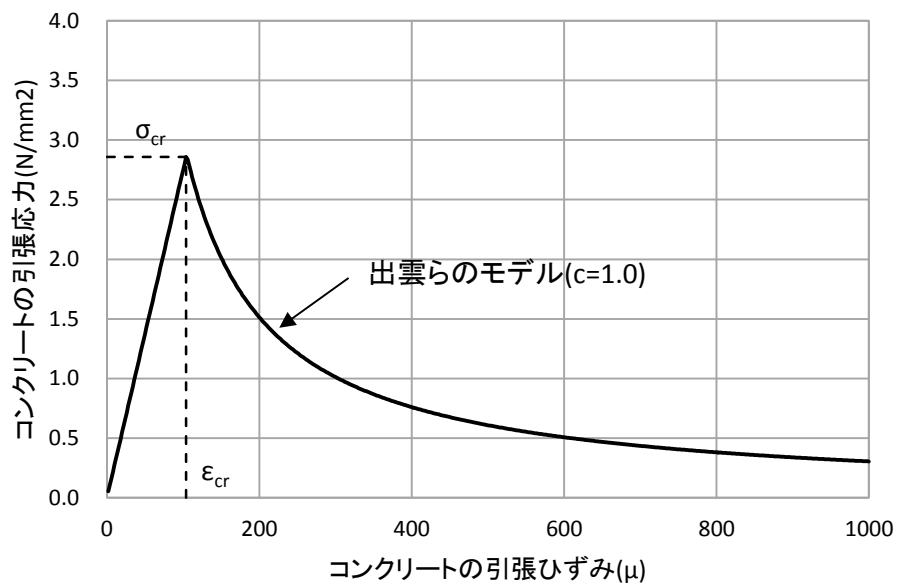


図 4.2 コンクリートの引張応力-引張ひずみ関係

4-2-2 鉄筋

鉄筋の応力-ひずみ関係は、図 4.3 に示すように、バイリニア型を用いて、降伏点後の 2 次剛性をヤング係数の 1/1000 とした。塑性化の判定条件は Von Mises の降伏条件によった。履歴特性には修正 Menogotto-Pinto モデルを用いた。

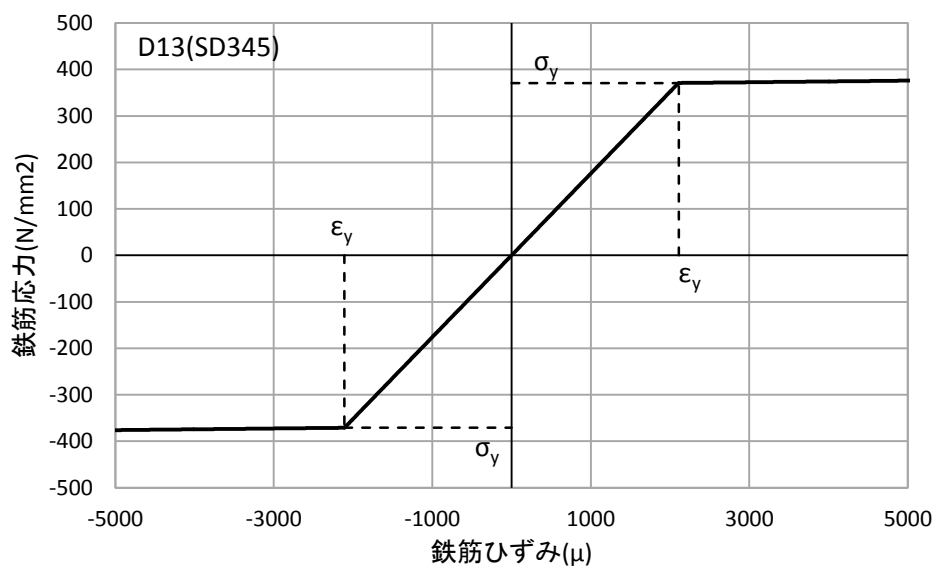


図 4.3 鉄筋の応力-ひずみ関係

4-2-3 付着すべり関係

鉄筋とコンクリート間の付着すべり特性は、図 4.4 に示すように Naganuma らの曲線モデルによって与えた。最大付着強度および最大付着応力度時のすべり量は実験値に基づいて設定した。最大付着強度後は、図に示すように 2 折線で与えた。

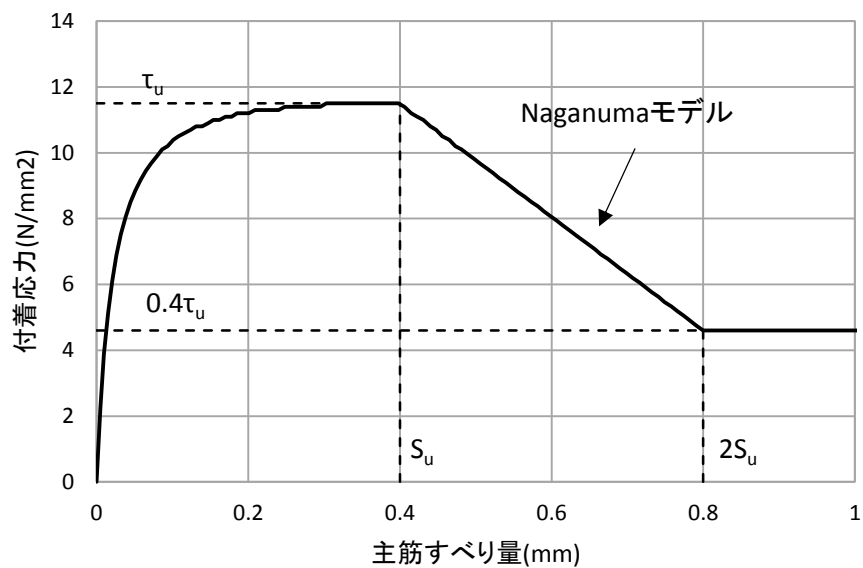


図 4.4 主筋付着－べり関係

4-3 試験体のモデル化

鉄筋コンクリート構造の有限要素解析では、一般的に一要素の一边は粗骨材径の 2 倍以上とされている。接合部の中の配筋が複雑のため、忠実に鉄筋間隔を再現した。

主筋を表現するトラス要素の分割はコンクリートの要素分割に合わせた。

あばら筋および帯筋は、両端の節点をコンクリート節点と共有させて完全定着とする。

塑性域と想定した接合部フェースから $1D$ の区間および接合部の中に、主筋とコンクリートとの間に接合要素を挿入して、付着すべり特性を表現する。その以外の領域においては、主筋の節点をコンクリート節点と完全定着とする。

載荷点と試験体の間の器具を剛体とし、弾性に設定した。

要素分割および境界条件を図 4.5 に示す。

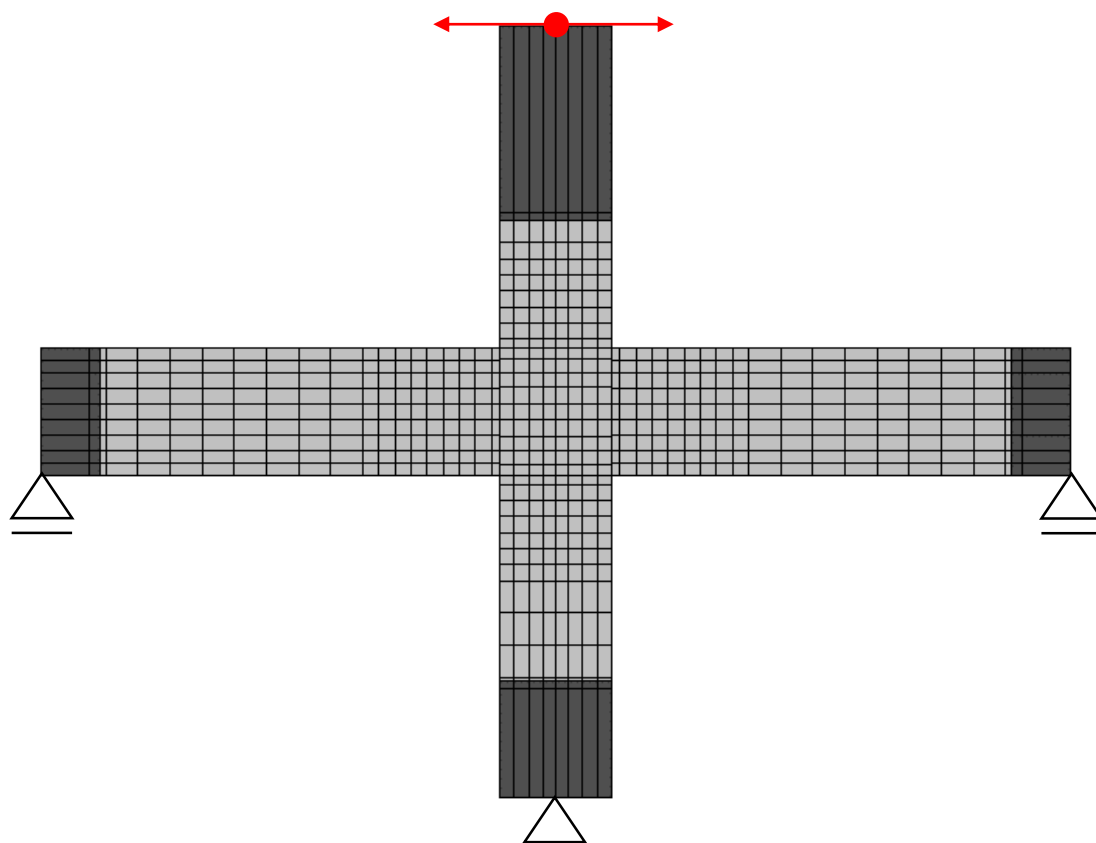


図 4.5(a) 要素分割・境界条件

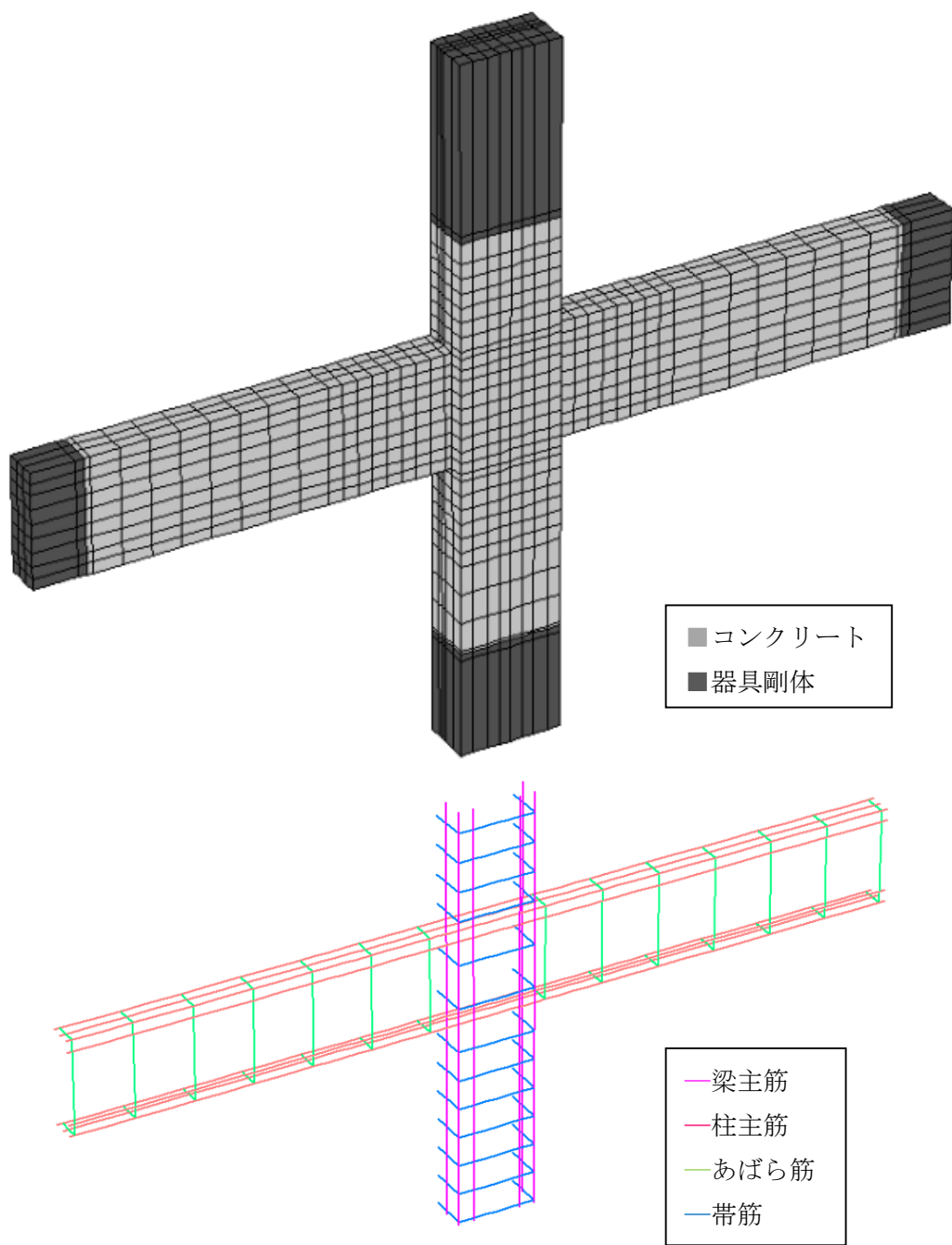


図 4.5(b) 要素分割・境界条件

4-4 解析結果

表 4.1 に実験および解析の結果一覧を示す。

表 4.1 実験および解析結果一覧

J2	梁主筋降伏時		最大耐力時		破壊モード
	層せん断力 (kN)	層間変形角 (%)	層せん断力 (kN)	層間変形角 (%)	
実験値	86.6	0.68	107.6	3.00	接合部曲げ破壊
PUSHOVER解析	96.1	0.84	120.5	3.24	梁曲げ破壊
繰返し解析	79.5	0.67	95.4	1.00	解析中止

PUSHOVER 解析においては、層間変形角 0.84%で梁主筋降伏が発生し、層間変形角 2.2%で柱主筋降伏が発生し、層間変形角 3.2%の時 120.5kN の最大耐力に達した。最大耐力発生時は実験結果とはほぼ一緒だったが、最大耐力は実験値より大きかった。

繰返し解析においては、層間変形角 0.67%で梁主筋降伏が発生し、実験における梁主筋降伏とは一緒だった。層間変形角 1.5%の除荷時に解析が中止になった。

4-4-1 層せん断力－層間変形角関係

図 4.6 に PUSHOVER 解析、繰返し解析と実験から得られた基準とした試験体 J2 の層せん断力－層間変形角関係の比較を示す。

初期剛性は、PUSHOVER 解析および繰返し解析とも実験とは良好に対応したが、層間変形角 1.0%からは符合していない。

PUSHOVER 解析においては、単調載荷を受けるため、繰返し載荷による耐力低下はあまりなく、梁の曲げ性能を発揮した。

繰返し解析においては、モデル要素は塑性化して、激しく耐力低下が発生した。

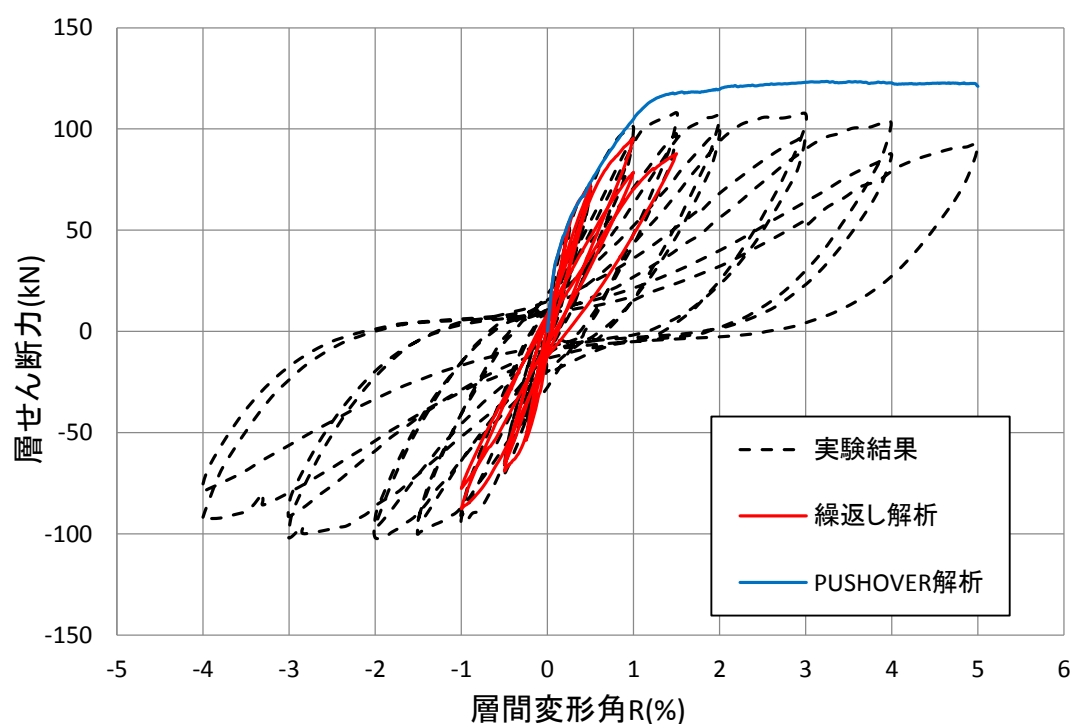


図 4.6 層せん断力－層間変形角関係

4-4-2 ひび割れ図

図 4.7 に PUSHOVER 解析ひび割れ図、図 4.8 に繰返し載荷解析のひび割れ図を示す。

図中ではコンクリートが圧縮ひずみ軟化領域に入った要素を黄色で、軟化を経験している要素を赤で示す。青い線は閉じているひび割れを示す。

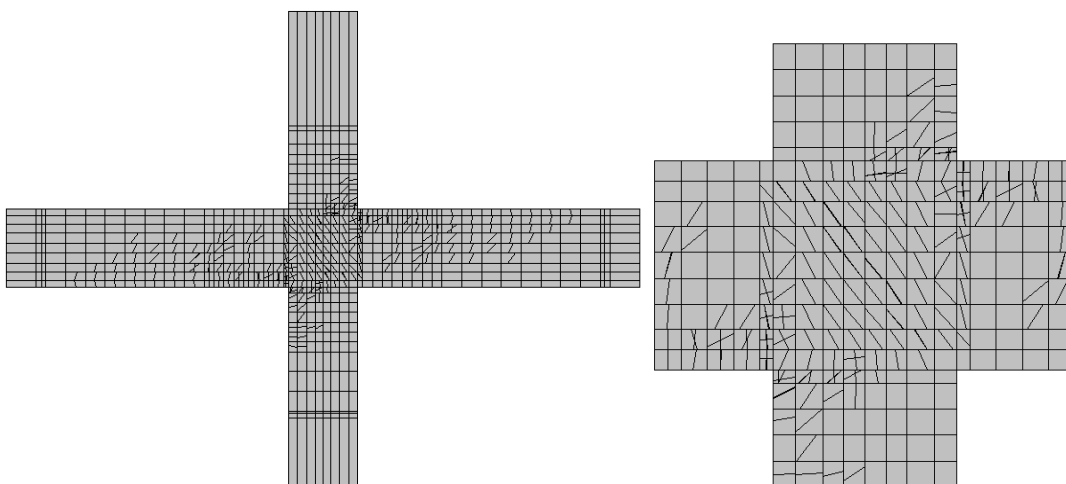


図 4.7(a) PUSHOVER 解析ひび割れ図(+1%)

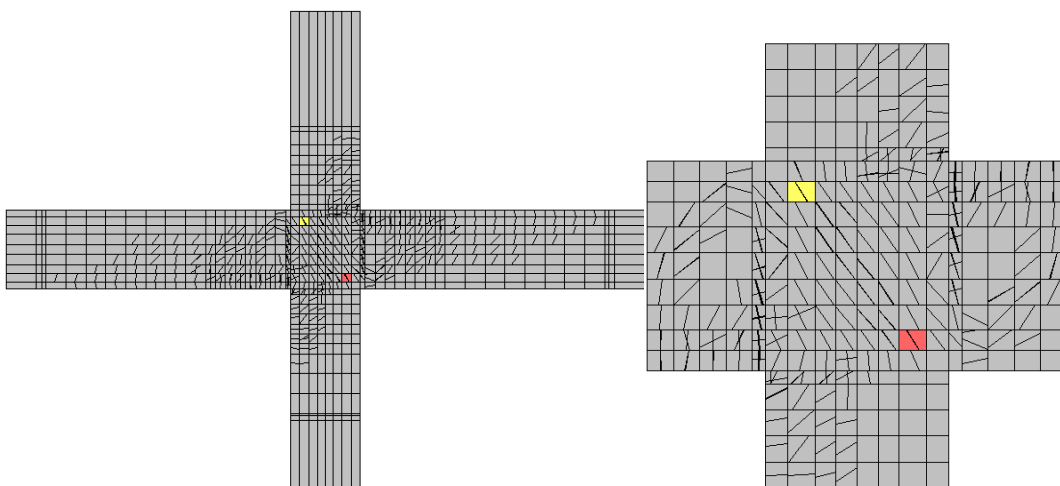


図 4.7(b) PUSHOVER 解析ひび割れ図(+2%)

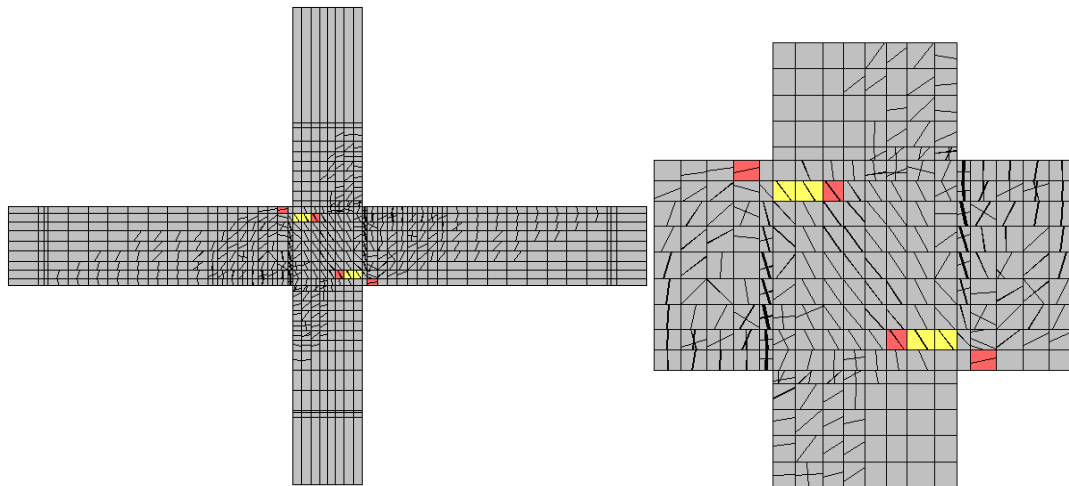


図 4.7(c) PUSHOVER 解析ひび割れ図(+3%)

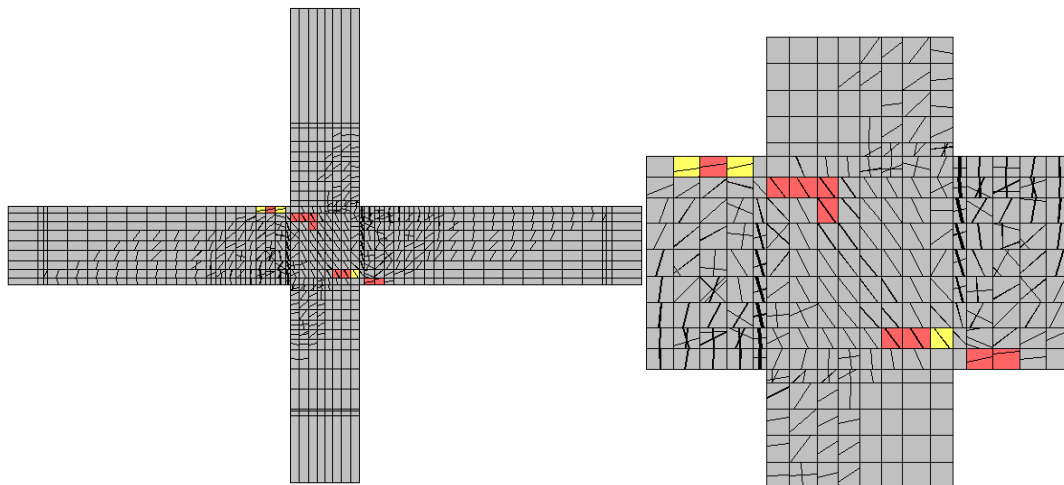


図 4.7(d) PUSHOVER 解析ひび割れ図(+4%)

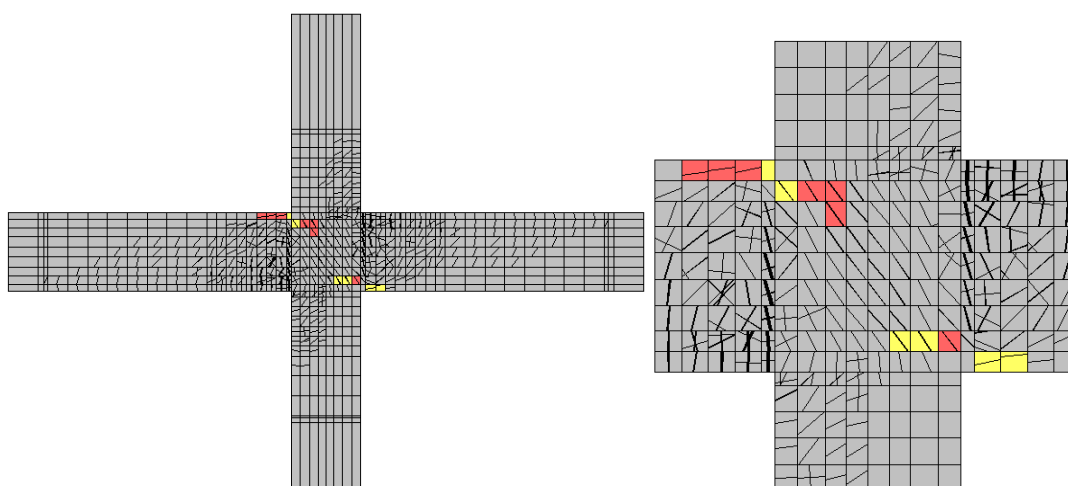


図 4.7(e) PUSHOVER 解析ひび割れ図(+5%)

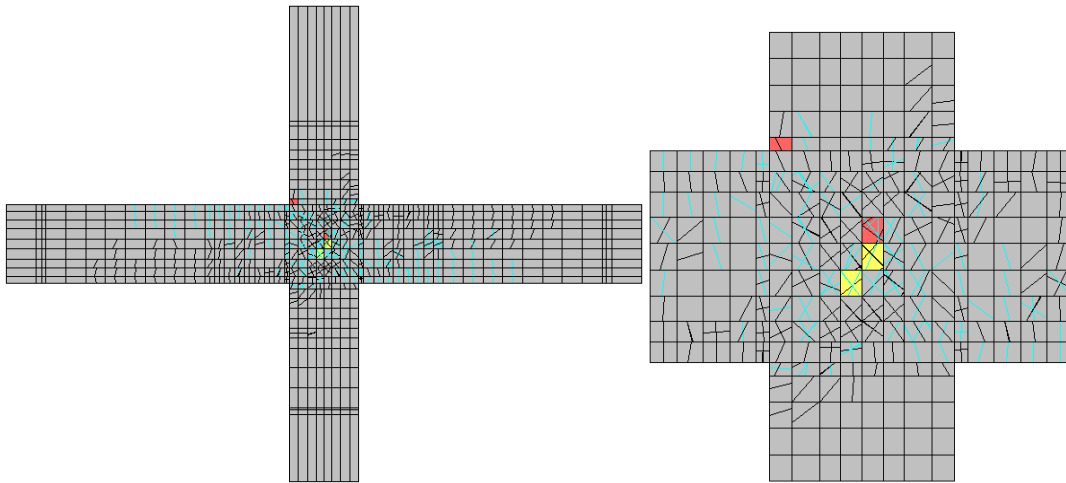


図 4.8(a) 繰返し載荷解析ひび割れ図(+1%)

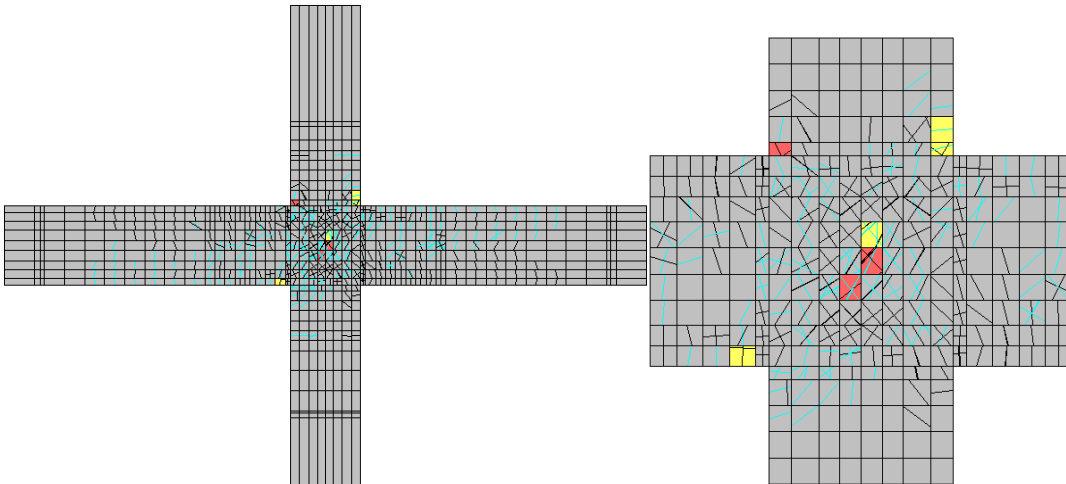


図 4.8(b) 繰返し載荷解析ひび割れ図(-1%)

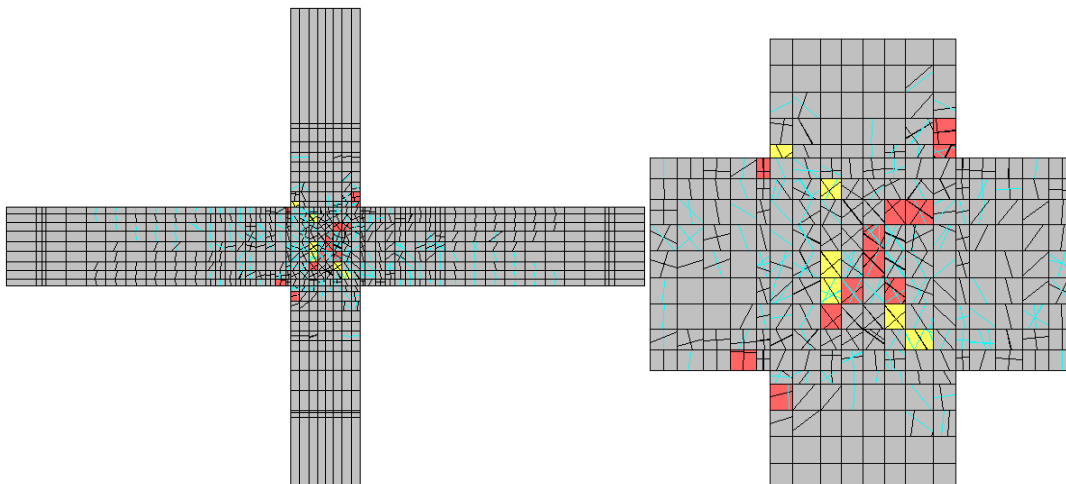


図 4.8(c) 繰返し載荷解析ひび割れ図(+1.5%)

4-4-3 最小主応力分布および最大主ひずみ分布

図 4.9 に PUSHOVER 解析の最大強度時の最小主応力分布コンター図を示す。寒色系の色箇所ほど圧縮主応力が大きいことを示す。

最小主応力コンター図から接合部コンクリートの圧縮ストラットが見られる。

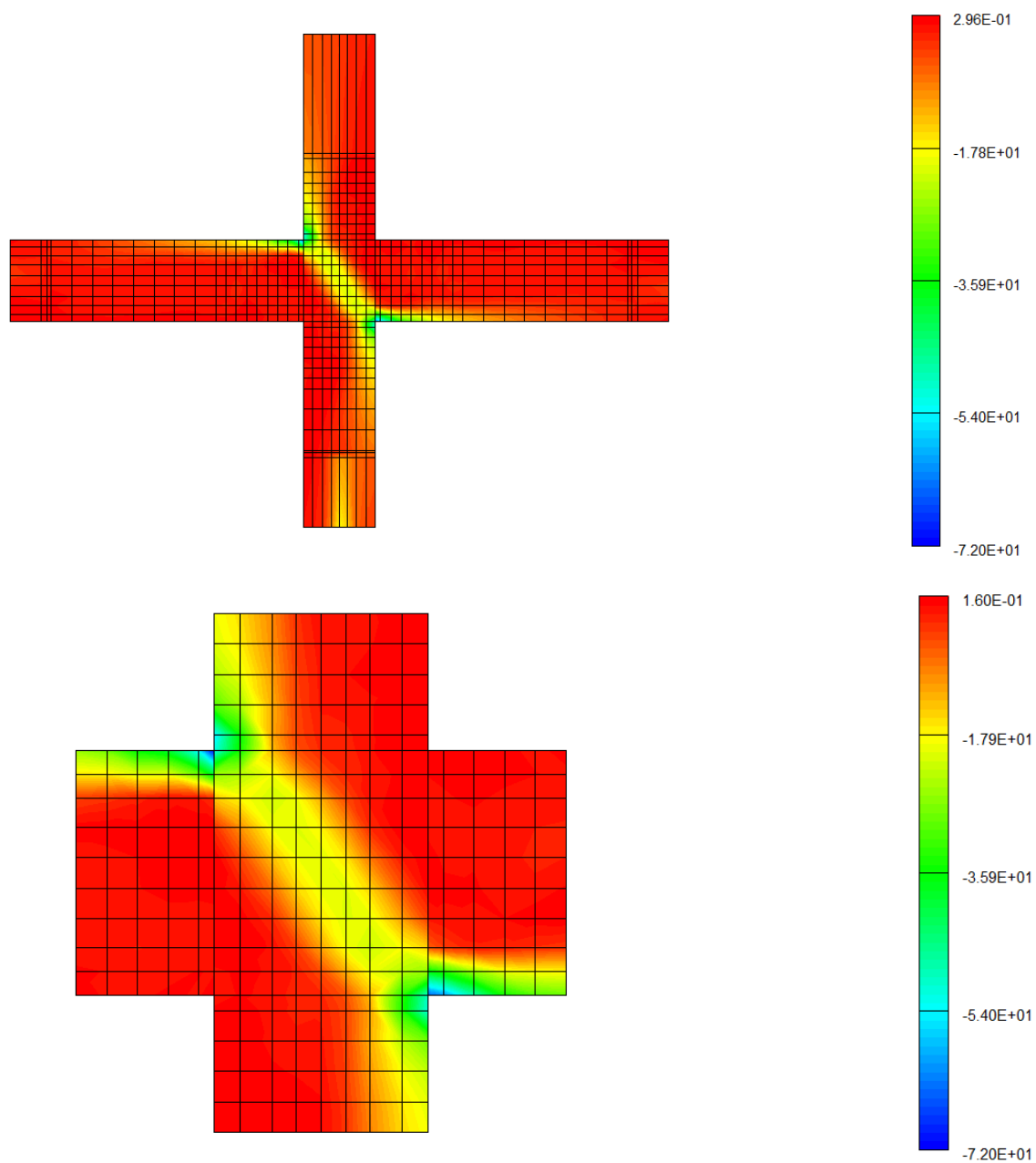


図 4.9 最小主応力コンター図

図 4.10 に PUSHOVER 解析の最大強度時の最大主ひずみ分布コンター図を示す。寒色系の色の箇所ほど圧縮主ひずみが大きいことを示す。

最大主ひずみコンター図から、接合部対角線位置に損傷が若干発生したが、梁危険断面に損傷が集中したことが分かる。入隅部の損傷が軽微だった。

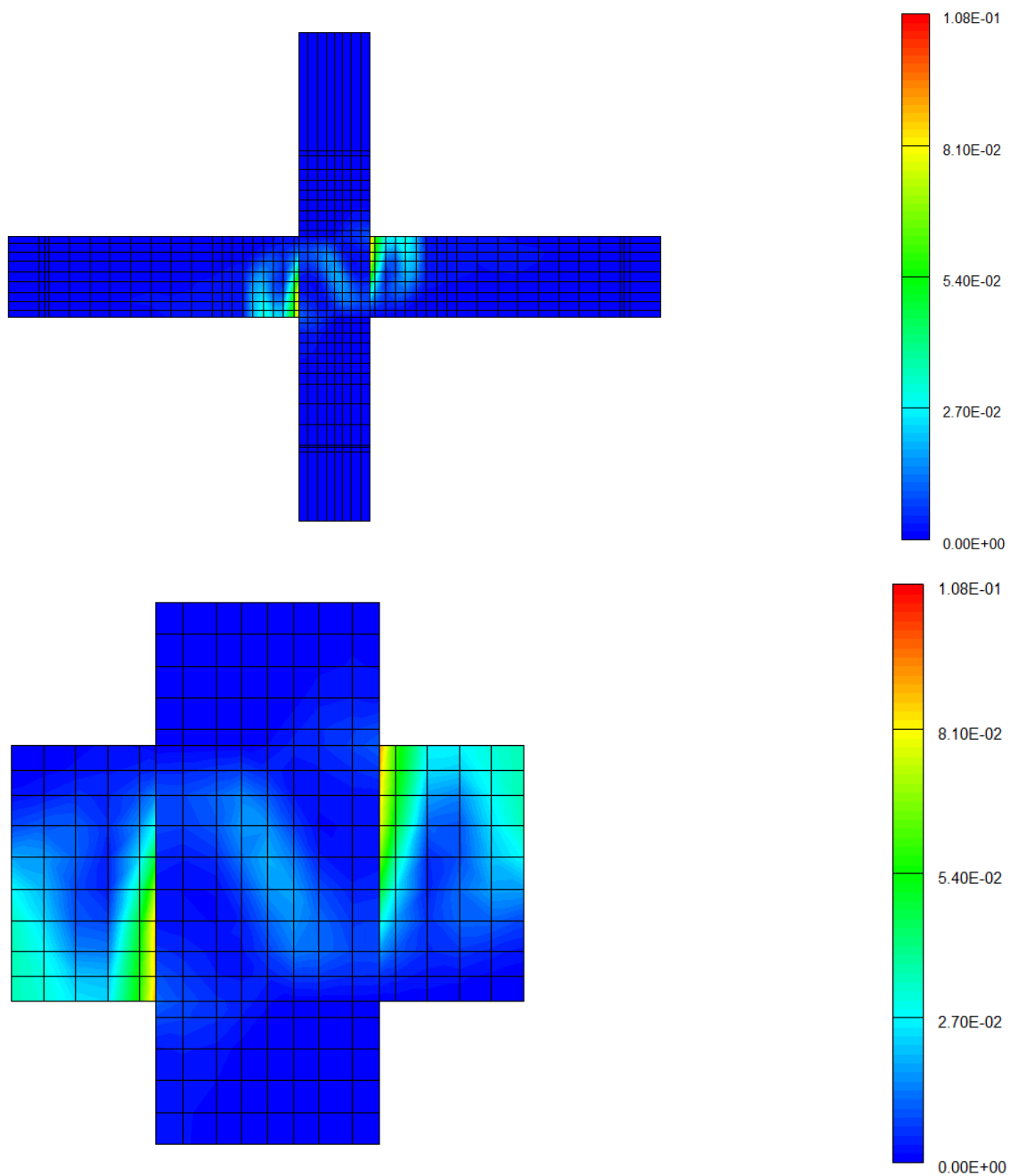


図 4.10 最大主ひずみコンター図

参考文献

- 1) Naganuma, K., Yonezawa, K., Kurimoto, O. and Eto, H.: Simulation of nonlinear dynamic response of reinforced concrete scaled model using three-dimensional finite element method, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No.586, August., 2004
- 2) 長沼一洋：三軸圧縮下のコンクリートの応力～ひずみ関係，日本建築学会構造系論文集,第 474 号, pp.163-170,1995.83) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，1999
- 3) H. Nakamura, T. Higai: Compressive Fracture Energy and Fracture Zone Length of Concrete, Seminar on Post-peak Behavior of RC Structures Subjected to Seismic Load, JCI-C51E, Vol.2, pp.259-272, 1999.10
- 4) 出雲淳一，他：面内力を受ける鉄筋コンクリート板要素の解析モデル，コンクリート工学論文, No.87.9-1, pp.107-120, 1987.9
- 5) 畑中重光，他：各種コンクリートの圧縮靱性の統一評価（その 1：低側圧 3 軸圧縮実験），AIJ 大会学術講演梗概集，構造 II，pp.189 -190，1985.10
- 6) 長沼一洋：平面応力場における鉄筋コンクリート板の非線形解析モデル，日本建築学会構造系論文報告集，第 421 号，pp.39-48，1991.3
- 7) Ciampi,V,et al.:Analytica Model for Concrete Anchorages of Reinforcing Bars Under Generalized Excitations, Report No. UCB/EERC-82/23,Univ. of Califomia, Berkeley, Nov., 1982

第 5 章 結論

本研究は鉄筋コンクリート柱梁接合部の破壊機構の検証を目的とし、鉄筋コンクリート平面十字形柱梁部分架構に一定の柱軸力を与え、二方向水平力を正負交番載荷する実験を行った。そして、基準試験体 J2 に対して非線形有限要素解析を行った。以下の結論が得られた。

- 1) 柱梁曲げ強度比が 1.2～1.6 の範囲にある試験体において、接合部せん断余裕度は 1.7 程度と大きく、従来の柱梁接合部パネル設計法では接合部破壊しないと想定されたが、実験ではいずれも梁主筋、柱主筋および接合部横補強筋の降伏後に柱梁接合部に損傷が集中し、最終的に接合部曲げ破壊に至った。このことは塩原らの破壊機構と一致しました。
- 2) 全体特性において、最初は原点指向型の履歴性状を示した。それ以降は RC 造に見られる除荷剛性の高い履歴ループを描き、変形が進むにつれて、エネルギー吸収性能の乏しいスリップ型の履歴性状を示した。
- 3) 試験体 J1～J4 においては、実験による最大耐力は平面保持を仮定した断面解析により算出した梁の曲げ終局耐力と比較して 2～7%程度小さくなったが、梁圧縮軸力を作用した試験体 J5 が曲げ終局耐力精算値より 15%と大きくなった。一方、塩原らの接合部曲げ終局強度計算値は梁圧縮軸力が作用する場合の耐力を妥当に評価したが、その他の試験体では実験を過大評価した。これは梁断面中央のアンボンド PC 鋼材の張力(すなわち梁の圧縮軸力)が層間変形とともに増加し、接合部曲げ強度を増大させたためと考える。
- 4) 塩原の 9 自由度モデルに基づき分離した接合部の回転変形成分は層間変形の 35%～50%を占めたが、接合部せん断変形成分の比率は 10%以下と小さかった。
- 5) 全試験体とも接合部入り隅ひび割れが通る区間で早期に主筋付着応力度が低下し、付着劣化が生じた。
- 6) 本研究で用いた有限要素解析手法は、基準試験体 J2 が単方向載荷を受ける場合の破壊性状を良好に評価した。実験においては梁の曲げ性能を発揮できなかったと考える。
- 7) 繰返し載荷解析においては、繰返し応力下の履歴特性の設定は不適切であり、まだ詳細に検討する必要がある。